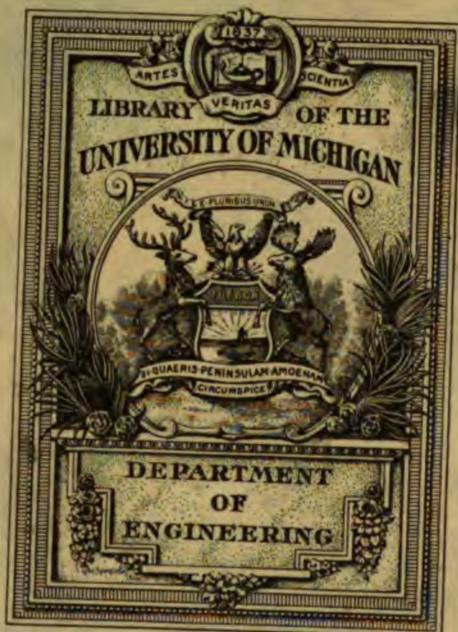

1837
ARTES
SCIENTIA
VERITAS
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
E PLURIBUS UNUM
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING



HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

IN VIER BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER

K. K. BAURAT IN WIEN

ZWEITER BAND

DER BAUSTOFF UND SEINE BEARBEITUNG



BERLIN 1907

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

DER BAUSTOFF UND SEINE BEARBEITUNG

ZWEITER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

BAUSTOFFE :: BETONMISCHMASCHINEN :: BETONIERUNGSREGELN :: VORRICHTEN UND VERLEGEN DES EISENS :: SCHALUNG IM HOCHBAU :: TRANSPORTVORRICHTUNGEN :: SCHALUNG BEI BALKENBRÜCKEN :: SCHALUNG BEI BOGEN

BEARBEITET VON

K. MEMMLER :: H. BURCHARTZ :: H. ALBRECHT :: R. JANESCH
O. RAPPOLD UND A. NOWAK

MIT 420 TEXTABBILDUNGEN UND 1 TAFEL



BERLIN 1907
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

INHALTSVERZEICHNIS

III. Kapitel: Baustoffe.

IV. Kapitel: Arbeitsvorgang.

III. Kapitel.

Baustoffe.

Bearbeitet von **K. Memmler**, Dipl.-Ingenieur, und **H. Burchartz**, Ingenieur, ständige Mitarbeiter am Königl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West.

Bei allen Ausführungen in Beton und Eisenbeton ist, abgesehen von der richtigen Anordnung zweckentsprechend geformter Eisen, die wichtigste Aufgabe, die Erzielung eines den gestellten Anforderungen genügenden Betons. Dieses Ziel wird in erster Linie durch Auswahl geeigneter Baustoffe und Festsetzung eines zweckentsprechenden Mischungsverhältnisses der Bestandteile erreicht. Unerläßlich ist natürlich auch die sachgemäße Zubereitung, Verarbeitung und Behandlung des Betons. Ein grundlegendes und wichtiges Gebiet für den Eisenbetontechniker bildet daher die Kenntnis der zum Eisenbeton verwendeten Baustoffe, ihrer Eigenschaften und ihres Verhaltens unter den verschiedensten Umständen.

Als Baustoffe für den Eisenbeton kommen in Betracht:

A) Eisen,
B) Bindemittel (Portlandzement und seine Verwandten),
C) Zuschlagstoffe,
und als Erzeugnis der Verbindung von Bindemittel und Zuschlagstoff
D) die Mörtel und Betone.

a) Eisen.

I. Aufgabe und Bezeichnungsweise des Eisens.

Dem Gedanken, in Konstruktionen, die aus Beton hergestellt werden, Eisen einzubetten, liegt bekanntlich die dem Beton mangelnde Fähigkeit, größere Zugspannungen ohne Zerstörung des Zusammenhanges aufnehmen zu können, zugrunde. Die Verwendbarkeit von Betonkonstruktionen für Bauwerke aller Art wäre erheblich eingeschränkt, wenn es nicht möglich wäre, den Beton durch Bewehrung mit Eiseneinlagen auch an solchen Stellen der Konstruktion verwendbar zu machen, wo nicht nur reine Druckspannungen, sondern auch Zug- und Biegungsspannungen, z. B. bei Balken, Unterzügen usw., aufzunehmen sind.

Das Eisen soll also den Mangel an Zugfestigkeit des Betons aufwiegen, indem es in diejenigen Teile der Konstruktion verlegt wird, die die Zugspannungen bei der Belastung des Bauwerkes aufzunehmen haben, während die Druckspannungen vorzugsweise vom Beton übernommen werden.

Die Verbindung von Beton und Eisen (Eisenbeton) in Eisenbetonkonstruktionen gründet sich somit auf die Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse der beiden Körper. Diese Verhältnisse sind nun bei beiden Stoffen sehr verschieden. Beton vermag nur geringe Formänderungen bis zum Bruch zu ertragen, während die für den Eisenbeton in Frage kommenden Eisensorten in hohem Maße formänderungsfähig sind.

Die Formänderungen beider Körper, beispielsweise in einem auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken, müßten sehr ungleichmäßig verlaufen, wenn nicht der

Umstand hinzukäme, daß das Eisen bis zu bestimmten Spannungsgrenzen an Bewegung im Beton gehindert wird; diese Erscheinung ist nach Ansicht einzelner Forscher auf direktes Haften des erhärteten Betons am Eisen (Haftfestigkeit) zurückzuführen; nach anderer Ansicht beruht sie auf der Zusammenziehung des Betons beim Erhärten, wodurch das Eisen festgeklemmt wird (Klemmfestigkeit). Portlandzementbeton wird jedenfalls als Umhüllung von Eiseneinlagen fähig, bei Zugbeanspruchungen größere Dehnungen als in nicht bewehrtem Zustande zu erfahren. Über die Größe der Zunahme an Dehnbarkeit des Betons durch Eisenbewehrung gehen die Ansichten auseinander (vergl. Considère, Génie civil 1902, Kleinlogel, Dehnungsfähigkeit bei Biegung, Berlin 1904, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Forscherarbeiten, Heft VI. Probst. Berlin 1906.)

Ein Umstand, der den Gedanken, die Festigkeit des Betons durch Eiseneinlagen zu erhöhen, erheblich unterstützt, ist der, daß Eisen, im Beton eingebettet, nicht zu rosten pflegt.

Es kommt ferner hinzu, daß die Wärmeausdehnungskoeffizienten beider Stoffe nur wenig voneinander abweichen. Nach Versuchen von Bonniceau betragen sie für 1° C.

0,00001235 für Stabeisen,
0,00001370 für Beton aus Portlandzement;

der letztere Wert ist indessen je nach der Beschaffenheit des Kies- und Sandmaterials kleinen Schwankungen unterworfen. Jener Umstand spricht sehr zugunsten der Feuerwiderstandsfähigkeit der Eisenbetonbauwerke, da sonach nicht zu befürchten ist, daß infolge verschiedener Ausdehnung beider Körper durch Wärme Spannungen auftreten, die die Sicherheit des Bauwerkes in gefährlichem Grade beeinflussen können.

Die Aufgaben, die dem Eisen in Eisenbetonbauwerken hinsichtlich seiner Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften zukommen, setzen Verwendung von Eisensorten voraus, die formänderungsfähig sind. Diese Eigenschaft zeigen im hohen Maße unsere kohlenstoffärmeren schmiedbaren Eisensorten, die man je nach ihrer Herstellungsweise „Schweißeisen" oder „Flußeisen" zu nennen pflegt. Die Unterscheidung zwischen Flußeisen und Schmiedeeisen, wie man sie hier und da auch in Lehrbüchern findet, ist widersinnig, da Flußeisen gleichfalls Schmiedeeisen ist. Vielfach meint man in solchen Fällen „Schweißeisen" mit der Bezeichnung Schmiedeeisen.

Das kohlenstoffreichere Gußeisen ist für den Eisenbetonbau ungeeignet, weil bei ihm, ebenso wie beim Beton selbst, Zugfestigkeit und Formänderungsvermögen gering sind. Gute Schweißeisen und Flußeisen dürften hinsichtlich ihrer Verwendungsfähigkeit für den Eisenbetonbau nahezu als gleichwertig zu erachten sein. Der Umstand jedoch, daß die heutige Eisentechnik für Bauzwecke vorzugsweise Flußeisen herstellt, bringt es mit sich, daß auch für den Eisenbetonbau überwiegend Flußeisen Verwendung findet und daher auch meist bevorzugt wird.

Da es für den Eisenbetontechniker, mag er nun Theoretiker oder Praktiker sein, zweifellos von größtem Werte ist, die charakteristischen Eigenschaften und das Verhalten des Eisens unter verschiedenen Umständen ebenso zu kennen wie die des Betons, so ist an dieser Stelle auf die Materialienkunde des Eisens, besonders des Flußeisens und Stahls, näher eingegangen. —

Unter Flußeisen versteht man im allgemeinen ein schmiedbares Eisen, das im „flüssigen" Zustande im Siemens-Martin-Ofen oder im Konverter (Thomas- und Bessemerbirne) gewonnen, im Gegensatz zum Schweißeisen, das im teigigen Zustande durch den Puddelprozeß erzeugt wurde. Beide Eisensorten sind schmiedbar,

d. h. sie sind der Formgebung mit dem Hammer im erwärmten Zustande mehr oder weniger zugänglich; sie haben geringen Kohlenstoffgehalt (bis zu 0,5 vH.) im Gegensatz zum Stahl, dessen Kohlenstoffgehalt in der Regel größer als 0,5 vH., und zum Gußeisen, das Kohlenstoffgehalte bis zu 7 vH. aufweisen kann.

Die Bezeichnungsweisen für die verschiedenen Schmiedeeisensorten sind außerordentlich mannigfaltige und zum Teil noch recht verworrene; besonders werden die Begriffe Eisen und Stahl durch den Sprachgebrauch an verschiedenen Stellen häufig durcheinandergeworfen, umsomehr, als allgemein geltende Begriffserklärungen sich bisher nicht eingebürgert haben. Auch für den Eisenbetontechniker hat diese Frage Bedeutung, weil ihm häufig für die Verarbeitung zum Eisenbeton das Eisenmaterial mit höherem Bezugspreis unter der Bezeichnung „Stahl" angeliefert wird, ohne daß der Charakter des so bezeichneten Materials klar festgelegt ist.

Nach den landläufigen Anschauungen des Laien ist der Stahl gegenüber dem Eisen (Schmiedeeisen) in der Regel nur durch größere Elastizität und Festigkeit gekennzeichnet.

Französischem und englischem Sprachgebrauch nach, dem sich teilweise auch die deutsche Hüttenpraxis anschließt, wird jedoch mit Stahl alles im flüssigen Zustande gewonnene schmiedbare Eisen bezeichnet. Man spricht z. B. fast ganz allgemein von einem Stahlwerk als einem Siemens-Martinwerk, indem durchaus nicht nur Stahl, sondern auch weniger kohlenstoffhaltige Eisensorten, also sogenanntes Schmiedeeisen, erzeugt wird. Durch diesen Sprachgebrauch kommen häufig Begriffsverwechslungen zustande.

Die Frage, ob Eisen oder Stahl in irgend einem Falle vorliegt, ist überhaupt schwer zu beantworten, wenn nicht bestimmte Begriffserklärungen zugrunde gelegt werden, die für die charakteristischen Eigenschaften Grenzwerte angeben. Das Königliche Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West, das, ebenso wie andere öffentliche Prüfungsstellen, in den nicht selten vorkommenden Streitfällen hierüber häufiger diese Frage zu entscheiden hat, legt seinen Entscheidungen hierzu die nachstehende Namenregelung (Tab. 1) zugrunde, die sich zum Teil auf Festsetzungen der technischen Staatsverwaltungen Preußens (Minist. d. öffentl. Arbeiten) stützt:

Tabelle 1. Namenregelung für Eisen und Stahl.

Flußeisen im flüssigen Zustande gewonnen		Schweißeisen im teigigen Zustande gewonnen	
Flußeisen	Flußstahl	Schweißeisen	Schweißstahl
nicht deutlich härtbar	deutlich härtbar	nicht deutlich härtbar	deutlich härtbar
Kohlenstoffgehalt: $< 0{,}5$ vH.	Kohlenstoffgehalt: $> 0{,}5$ vH.	Kohlenstoffgehalt: $< 0{,}5$ vH.	Kohlenstoffgehalt: $> 0{,}5$ vH.
$\sigma_B < 50$ kg/mm²	$\sigma_B > 50$ kg/mm²	$\sigma_B < 50$ kg/mm²	$\sigma_B > 50$ kg/mm²

Stahl charakterisiert sich hiernach gegenüber dem Flußeisen und Schweißeisen hauptsächlich durch seine deutliche Härtbarkeit, durch eine Zugfestigkeit, die größer als 50 kg/mm² ist, und durch einen Kohlenstoffgehalt von mehr als 0,5 vH.

Ohne vorhergegangene Prüfung nach der einen oder anderen Richtung hin wird man also in der Regel nicht in der Lage sein, ein bestimmtes Eisen ohne weiteres als Stahl anzusprechen.

2. Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse des Schmiedeeisens.

Schmiedbare Eisensorten erfahren unter jeder Belastung eine Formänderung, die sich bei Zugbeanspruchung in Verlängerung und Querschnittsverringerung, bei Druckbeanspruchung hingegen in Verkürzung und Querschnittsvergrößerung äußert.

Die Formänderungen können elastische oder bleibende sein. Beim Flußeisen, überhaupt beim schmiedbaren Eisen, besteht elastisches Verhalten, d. h. die Eigenschaft, die unter der Belastung angenommene Formänderung nach dem Entlasten wieder völlig aufzuheben (Elastizität), nur bis zu einer bestimmten Belastungsgrenze, die man Elastizitätsgrenze zu nennen pflegt. Oberhalb dieser Elastizitätsgrenze treten neben den elastischen auch bleibende Formänderungen auf, d. h. nach Aufhebung der Belastung zeigt das Eisen bleibende Gestaltsänderung. Die Lage der Elastizitätsgrenze ist bei den einzelnen Eisensorten sehr verschieden, ihre Bestimmung ist versuchstechnisch nicht leicht; denn abgesehen davon, daß zur Messung der bis zur Elastizitätsgrenze erfolgenden sehr kleinen Formänderungen außerordentlich empfindliche Meßapparate erforderlich sind, deren Handhabung Übung erfordert, muß man nach jeder Belastungsstufe eine Entlastung vornehmen, um festzustellen, ob noch völlig elastisches Verhalten besteht. Diese Umstände gestalten den Versuch zur Feststellung der E-Grenze sehr umständlich und zeitraubend, weswegen man im Materialprüfungswesen fast allgemein von der Bestimmung der Elastizitätsgrenze absieht und an ihrer Stelle in solchen Fällen, wo es sich darum handelt, das elastische Verhalten des Eisens kennen zu lernen, die leichter zu bestimmende „Proportionalitätsgrenze“ (P-grenze) ermittelt.

Man bezeichnet damit diejenige Belastungsgrenze, bis zu der proportionale Beziehungen zwischen Belastung und Formänderung bestehen, bis zu der also für gleiche Steigerung der Belastung gleiche Zunahme der Formänderung erfolgt.

Die Eigenschaft der Proportionalität (Hookes Gesetz) zeigen die schmiedbaren Eisensorten (Schweißeisen, Flußeisen, Stahl) in ausgeprägter Weise, während Gußeisen ebenso wie der Beton diesem Gesetze nicht folgen.

Die Proportionalitätsgrenze ist, wie schon angedeutet, diejenige Spannungsstufe, bei der diese gesetzmäßige Beziehung aufhört; ihre Bestimmung gestaltet sich naturgemäß einfacher, weil man nur nötig hat, die Belastung des Probekörpers in gleichen Stufen zu steigern, bis die Formänderungen nicht mehr in gleichem Maße wie die Belastungen anwachsen. Die Genauigkeit der Bestimmung kann man beliebig wählen, je nachdem man mit kleinen oder großen Belastungsstufen arbeitet. Im allgemeinen wird die Bestimmung auf 1 kg/mm² ausreichend genau sein, weil einerseits unsere Materialien an sich schon größere Ungleichförmigkeit haben und anderseits die maschinellen und apparativen Vorrichtungen (Lastanzeiger der Prüfungsmaschinen, Meßapparate) Fehler in sich schließen, die das Ergebnis der Prüfung unsicher machen, wenn man die Genauigkeit zu weit treibt. Allerdings sind auch bei dieser Bestimmung die eintretenden Formänderungen so kleine, daß zu ihrer Messung sehr empfindliche Meßapparate erforderlich sind. Die von Martens[1]) konstruierten Spiegelapparate, die die Längenänderungen des Probekörpers in $^1/_{10000}$ mm angeben, sind für diesen Zweck besonders geeignet und auch leicht und bequem zu handhaben.

Die Proportionalitätsgrenze fällt erfahrungsgemäß mit der Elastizitätsgrenze nahezu zusammen; denn sobald die proportionalen Beziehungen zwischen Belastung und

---

[1]) Vergl. Martens, Handbuch der Materialienkunde, Berlin 1898.

Formänderung aufhören, sind bei der Entlastung auch bleibende, wenn auch anfangs noch sehr geringe Formänderungen feststellbar.

Auch mit dem Begriffe Elastizitätsgrenze wird in der Praxis häufig Mißbrauch getrieben. In vielen Fällen gibt man nämlich in Wirklichkeit in den Mitteilungen über Festigkeitsversuche mit Eisen weder die Elastizitäts- noch die Proportionalitätsgrenze, sondern vielmehr die sogenannte „Fließ- oder Streckgrenze" an. Diese Grenze wird auch in der Regel allen Berechnungen bei Konstruktionen und Bauwerken zugrunde gelegt, obgleich sie sehr häufig fälschlicherweise Elastizitätsgrenze genannt wird. Gerade auch in neueren Veröffentlichungen über Eisenbetonbau findet man oft diese Begriffsverwechslung, die wohl damit zu erklären ist, daß der Begriff Elastizitätsgrenze aus physikalischen Lehrbüchern und aus der theoretischen Festigkeitslehre auch in die technologische Praxis übernommen worden ist, ohne Kenntnis des Umstandes, daß die mit der Festigkeitsprobiermaschine für gewöhnlich bestimmte Spannungsstufe, bei der das Material anfängt, größere bleibende Formänderungen zu erleiden, die schon mit rohen Meßmitteln feststellbar sind, nicht die Elastizitäts-, sondern die Fließgrenze ist.

Die Fließgrenze ist es auch, die in der Regel bei theoretischen Erörterungen über Eisenbetonkonstruktionen eine wichtige Rolle spielt. Zu ihrem Verständnis sei auf Abb. 1 verwiesen, die den Verlauf eines Zugversuches mit weichem Flußeisen, also einem Material, wie es für den Eisenbetonbau viel Verwendung findet, zeichnerisch darstellt. Diese Darstellung wird auch über die sonstigen charakteristischen Festigkeitskoeffizienten des Eisens Aufschluß geben. Auf der Ordinatenachse sind die Spannungen, d. h. die Belastungen der Querschnittseinheit des Stabes, auf der Abszissenachse hingegen die zu diesen Spannungen gehörigen Längenänderungen aufgetragen.

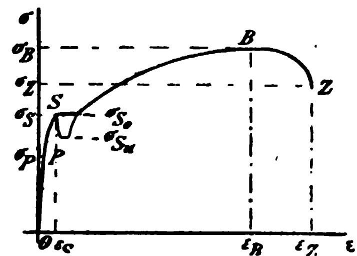


Abb. 1 Zugversuch mit weichem Flußeisen.

Wie ersichtlich, erfolgt die Steigerung der Spannung zu Beginn des Versuches ohne große Formänderungen; denn die Kurve verläuft in gerader Linie nur mit geringem Winkel gegen die Ordinatenachse geneigt. Der geradlinige Verlauf der Kurve deutet ferner darauf hin, daß noch Proportionalität besteht, die Formänderungen sind auch noch elastisch. Beim Punkte P beginnt die Schaulinie sich schwach zu krümmen, die Formänderungen nehmen schneller zu als die Belastungen, die Proportionalitätsgrenze (P) ist also überschritten. Immerhin sind auch jetzt die Formänderungen noch sehr kleine, wenngleich sich nach der Entlastung bei Verwendung genügend empfindlicher Meßapparate geringe bleibende Gestaltsänderungen schon zeigen werden. Bei der Spannung σ_S beginnt die Schaulinie jedoch plötzlich asymptotisch zur Abszissenachse zu verlaufen, d. h. die Formänderungen nehmen nunmehr plötzlich ganz erheblich zu, ohne daß die Spannung gesteigert werden könnte, das Eisen „fließt"; bei weichen Eisensorten ist die Überschreitung dieser Spannungsgrenze sogar häufig mit einem starken Abfall der Spannung verbunden (s. den dünn gezogenen Linienverlauf, nach v. Bach obere und untere Streckgrenze σ_{S_o} und σ_{S_u}). Die Bezeichnung „Fließen" rührt von Tresca her und kennzeichnet treffend die in diesem Belastungsstadium vor sich gehende Verschiebung der Materialmoleküle gegeneinander.

Die nunmehr erfolgenden Formänderungen des Eisens sind so groß, daß sie mit groben Meßmitteln (Millimetermaßstäben) festgestellt werden können. An den Festigkeitsprobiermaschinen charakterisiert sich die Erreichung der Fließgrenze

meistens dadurch, daß der Zeiger der zur Messung der Belastungen benutzten Kraftmeßvorrichtung [entweder Hebel einer Wage oder Manometerzeiger[1])] plötzlich stark absinkt, trotzdem der Krafterzeuger der Maschine (in der Regel hydraulische Presse) ständig im Betrieb bleibt. Die in diesem Belastungsstadium vom Krafterzeuger aufgewendete mechanische Arbeit wird zum großen Teil in Formänderungsarbeit im Probestabe umgesetzt, so daß Steigerung der Spannung im Stabe zunächst nicht mehr erfolgt. Auch äußerlich ist am Eisen die Überschreitung der Fließgrenze zu erkennen; Eisen mit Walzzunder (Flacheisen, Blechstreifen usw.) wirft an der Fließgrenze den Zunder ab, weil dieser härter und weniger formänderungsfähig als das Kernmaterial ist und daher der Formänderung des letzterem beim Fließen nicht zu folgen vermag. Bauwerke aus Eisen, an denen man solche durch den abgesprungenen Zunder bloßgelegte Stellen des Eisens findet, mahnen daher zur Vorsicht; denn sie haben in der Regel Belastung über die Fließgrenze des eingebauten Eisens erfahren. Eisen mit blanker Oberfläche verändert gleichfalls nach Überschreiten der Fließgrenze sein Oberflächenaussehen, die blanke Oberfläche zeigt moiréartige Figuren (Fließfiguren) und wird schließlich matt und krispelig.

Erst nach und nach erholt sich beim Zugversuch das Eisen nach Überschreitung der Fließgrenze wieder und wird auch für weitere Belastungssteigerung aufnahmefähig; die Belastung kann dann bis zum Punkte *B* gesteigert werden, wobei, wie der Linienzug andeutet, das Eisen fortgesetzt große Formänderungen erfährt. Bei *B* ist die höchste Belastung, die der Stab zu tragen vermag, die Bruchspannung erreicht.

Weiches Flußeisen pflegt nun bei Erreichung der Bruchlast nicht sofort zum Bruch zu kommen. Der Versuchsstab erfährt vielmehr unter nochmaligem Spannungsabfall eine starke Einschnürung, gewöhnlich in einem Querschnitte, bis beim Punkte *Z* die Grenze der Formänderungsfähigkeit des Eisens erreicht ist und der Stab in der Regel im Einschnürquerschnitte zerreißt.

Das Verhalten, wie es durch die in Abb. 1 gegebene Schaulinie zeichnerisch dargestellt ist, zeigen nun alle schmiedbaren Eisensorten, wenn auch die Lage der einzelnen charakteristischen Spannungsgrenzen bei jedem Eisen anders ist und vielfach auch die Übergänge von einer charakteristischen Spannungsgrenze zur anderen nicht so scharf ausgeprägt sind, wie dies in dem dargestellten Beispiel der Fall ist, so daß man oft nicht von Grenzen im eigentlichen Sinne sprechen kann, die einzelnen Grenzen vielmehr ineinander übergehen und ihre Bestimmung daher erschwert wird.

Die meisten Fluß- und Schweißeisensorten des Handels pflegen in der Regel scharf ausgeprägte und daher leicht und sicher zu bestimmende Fließgrenze zu haben. Schwieriger ist die Bestimmung jedoch bei dem kohlenstoffreicheren Eisen, dem Stahl. Dieser, besonders harter Stahl, zeigt häufig überhaupt keine Fließgrenze; die Formänderungen verbleiben bis zu hohen Spannungsstufen elastisch und, sobald größere bleibende Formänderungen eintreten, ist auch nahezu die Bruchspannung erreicht. Für solches Material bietet es daher in der Regel Schwierigkeit, eine Fließgrenze anzugeben. Um auch für solche Materialien einen Wert für die Formänderungsgrenze nennen zu können, hat das Königliche Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde mehrfach vorgeschlagen, für die Bemessung der Fließgrenze diejenige Spannungsstufe zu benutzen, die mindestens eine bleibende Längenänderung von 0,2 vH. ergibt.

---

[1]) Vergl. Martens, Handbuch der Materialienkunde. Berlin 1898. Memmler. Materialprüfungswesen. Leipzig 1907. Sammlung Göschen.

Als Gütemaß für die Brauchbarkeit des Eisens als Einlageeisen wird in der Regel die Bruchgrenze und die Bruchdehnung benutzt. Auch den Berechnungen des Sicherheitsgrades wird gewöhnlich die Bruchfestigkeit zugrunde gelegt.

In neueren Veröffentlichungen (vergl. z. B. Beton u. Eisen 1905, Heft II, S. 41, von Thullie, Besprechung der deutschen Leitsätze) wird vielfach die Ansicht ausgesprochen, daß es richtiger ist, die Fließgrenze als Gütemaßstab und Grundlage für die Berechnung der Sicherheitskoeffizienten anzunehmen. Diesen Ansichten liegen folgende Erwägungen zugrunde: Sobald die Fließgrenze des Eisens in dem auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken überschritten wird, findet eine erhebliche Erhöhung der Spannung im Eisen wegen seiner starken Längenänderungen nicht mehr statt. Die Längenänderung des Eisens veranlaßt jedoch schnelle Steigerung der Druckspannung im Beton, so daß dieser bald durch Zerdrücken zum Bruch kommt. Inwieweit diese Ansicht zutreffend ist, ist an dieser Stelle nicht weiter zu erörtern; Ergebnisse von neueren Versuchen mit Eisenbetonbalken (z. B. von Probst, Zusammenwirken von Beton und Eisen, Forscherarb. auf d. Geb. des Eisenbetons, Heft VI) scheinen dem zu widersprechen, weil bei ihnen der Bruch der Probebalken meist bei Spannungen des Eisens erfolgt ist, die noch innerhalb der „Elastizitätsgrenze“ (Fließgrenze) liegen.

Es muß hier jedoch besonders darauf hingewiesen werden, daß die Fließgrenze ebenso wie die Proportionalitätsgrenze und die Elastizitätsgrenze des Eisens keineswegs festliegende und unveränderliche Spannungsgrenzen sind. Vielmehr verändern sie ihre Lage in jedem Eisen ganz erheblich, je nach der Bearbeitung und Behandlung, die das Eisen erfährt. Schon bei einmaliger Belastung über eine der Grenzen zeigt das Eisen veränderte Formänderungsgrenzen. Bauschinger (Mitteilungen aus dem mechan.-techn. Labor. der Techn. Hochschule München, Heft 13) hat hierüber eingehende Studien veröffentlicht, deren wichtigste Ergebnisse nachstehend kurz zusammengefaßt sind:

1. Die Proportionalitätsgrenze erfährt eine Erhöhung, wenn sie erst einmal überschritten wurde, die Belastung aber nicht bis zur Fließgrenze gesteigert wurde.
2. Die Proportionalitätsgrenze sinkt bis fast auf null herunter, wenn die Belastung bis über die Fließgrenze gesteigert und der Versuch sofort wiederholt wurde. Dieser Materialzustand ist indessen kein dauernder. Überläßt man den Probestab nach der Überlastung der Ruhe, so stellt sich Proportionalität schon nach kurzer Zeit wieder ein, die Proportionalitätsgrenze liegt dann aber höher, als sie bei dem ursprünglichen Materialzustande gefunden wurde.
3. Die Fließgrenze wird gehoben, wenn das Material einmal über diese Grenze hinaus belastet wurde. Die Erhebung findet meist bis zu derjenigen Spannungsgrenze statt, bis zu der das Material belastet wurde. Auch dieser Zustand ist kein dauernder. Das so beanspruchte Material erfährt vielmehr selbst im ruhenden Zustande fortwährende, auf Jahre hinaus feststellbare Erhöhung der Fließgrenze.
4. Durch Erwärmen des Eisens auf 700 bis 750° C. (Rotglut) mit darauf folgender langsamer Abkühlung (Ausglühen) kann dieser fortdauernd veränderliche Zustand der Fließgrenze behoben werden. Proportionalitäts- und Fließgrenze werden durch diese Behandlung wiederum heruntergedrückt und verändern nunmehr ihre Lage ohne äußeres Zutun nicht.

Jede Kaltbearbeitung, d. h. jede Formgebung im kalten Zustande (Walzen, Ziehen, Hämmern, Biegen usw.), kommt nun der Überlastung über die Fließgrenze, hinsichtlich der Wirkung auf die Festigkeitseigenschaften gleich. Wenn es sich also darum handelt, die Lage der Formänderungsgrenzen im Naturzustande des Eisens zu ermitteln, muß man zunächst die Wirkung etwa vorangegangener Bearbeitung wieder aufheben. Dies läßt sich durch Glühen des Eisens, wie oben unter 4 bemerkt, und darauf folgendes langsames Abkühlen leicht erreichen.

Bei ausgeglühtem, d. h. spannungsfreiem Flußeisen pflegt der Quotient $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$, d. h. Spannung an der Fließgrenze durch Spannung an der Bruchgrenze, der also die Lage der Fließgrenze zur Bruchgrenze kennzeichnet, zwischen 0,55 bis 0,65 zu liegen. Findet man beim Zugversuch höher liegende Werte für diesen Quotienten, so kann fast immer auf Vorbearbeitung des Materials geschlossen werden, durch die dieses härter, weniger formänderungsfähig wurde.

Diesen Eigentümlichkeiten des Eisens müßte jedenfalls volle Beachtung zugewendet werden, wenn die Elastizitäts-, Proportionalitäts- und die Fließgrenze, die an angeliefertem Eisen durch den Festigkeitsversuch ermittelt wurden, irgendwie für Eisenbetonbauwerke rechnerisch verwertet werden sollen.

Ob es nun bei diesen Eigenschaften des Flußeisens zweckmäßiger ist, Eisen mit hochliegender Fließgrenze, also weniger formänderungsfähiges Eisen, für den Eisenbetonbau zu bevorzugen, gegenüber einem Eisen mit tiefliegender Fließgrenze, das dafür aber formänderungsfähiger ist, ist eine Frage, die nur durch eingehende Versuche und, nachdem über die Spannungsverteilung und die Wirkung des Eisens im Beton völlige Klarheit geschaffen ist, beantwortet werden kann. Die gegenwärtige landläufige Anschauung bevorzugt vielfach härtere Eisensorten mit hoher Elastizitäts- (Fließ-) und Bruchgrenze.

Allgemein zutreffende Werte für die Festigkeitseigenschaften des Eisens lassen sich nicht angeben, die Werte schwanken vielmehr je nach Herkunft und Behandlung des Eisens in sehr weiten Grenzen. Für gewöhnliches Handelsflußeisen wird in der Regel angegeben:

Proportionalitätsgrenze	20 bis 24 kg/mm²
Fließgrenze	24 bis 30 kg/mm²
Bruchgrenze	38 bis 45 kg/mm²
Elastizitätsmodul	2000000 bis 2100000
Dehnung	20 bis 25 vH.
Querschnittsverminderung . . .	40 bis 60 vH.

Für Schweißeisen liegen die Festigkeitswerte etwas tiefer, seine Bruchfestigkeit wird selten über 40 kg/mm² gefunden werden.

Stahl zeigt Bruchfestigkeiten zwischen 50 und 100 kg/mm² und darüber. Harte Stahldrähte haben oft Festigkeiten bis zu 180 kg/mm². Der Elastizitätsmodul wird für Stahl zu 2200000 angegeben.

3. Formeisen für Eisenbetonbau.

Für den Eisenbetonbau kommt das Eisen in verschiedener Form zur Verwendung. Am meisten benutzt man gewöhnliches Rund- oder Flacheisen, das häufig an den Enden aufgebogen wird, um vorzeitiges Gleiten im Beton zu verhindern.

Aus dem gleichen Grunde verwendet man neuerdings häufig profilierte Eisen

der verschiedensten Form. Nachstehend sind die bekanntesten Profileisen genannt und kurz beschrieben.

a) Thacher-Eisen (Abb. 2). Das Eisen wird aus Rundeisenstäben hergestellt und durch ein besonderes Walzwerk in bestimmten Abständen flach gewalzt. Durch die Form der Walze entstehen hierbei Erhöhungen, die als Rippen hervortreten; diese sollen den Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen erhöhen und angeblich der Einlage höhere Elastizität und Widerstandsfähigkeit gegen Biegungsbeanspruchungen verleihen. Neuerdings wird das Thacher-Eisen von der Concrete-Steel Engineering Company, New-York, unter der Bezeichnung Diamond-Bar nach Abb. 2a gefertigt.

b) Ransome-Eisen (twisted steel) (Abb. 3). Das Eisen wird aus weichem Quadrateisen hergestellt, indem dieses um seine Längsachse gedreht wird.

c) Johnson- (Corrugated-) Eisen (Abb. 4). Diese Eisenform wird von der St. Louis Expanded Metal Fire-Proofing Company unter dem Namen Johnson-Corrugated-Steelbars in den Handel gebracht. Das Johnson-Eisen ist ein Quadrateisen, welches in bestimmten Abständen mit Querrippen versehen ist (Verbundeisen). Angeblich soll neben dem erhöhten Gleitwiderstand durch diese besondere Form auch hohe Elastizitätsgrenze erreicht werden.



Abb. 2. Thacher-Eisen.



Abb. 2a. Thacher-Eisen (neue Form) (Diamond-Bar).



Abb. 3. Ransome-Eisen.



Abb. 4. Johnson-(Corrugated-)Eisen.



Abb. 5. Querschnitt des Kahnschen Eisens.

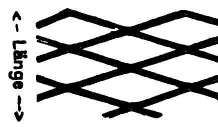


Abb. 6. Streckmetall.

d) Kahnsche Eisen (Abb. 5) sind Quadrateisen mit an zwei gegenüberliegenden Kanten angewalzten Flacheisen, die in bestimmten Abständen seitlich nach oben abgebogen sind.

e) Streckmetall (Abb. 6). Das Streckmetall ist eine Erfindung des Amerikaners J. F. Golding (expanded metal) und bildet geeigneten Ersatz der vielfach angewendeten Drahtnetze. Die Herstellung erfolgt in nachstehender Weise: Dünne Eisenblech- oder Stahlblechplatten werden ihrer ganzen Länge nach reihenweise mit Einschnitten versehen, wie die Skizze zeigt, die Einschnitte zweier nebeneinander liegender Reihen immer gegeneinander versetzt. Die ganze Platte wird hiernach senkrecht zu den Schnittreihen auseinandergezogen, so daß ein netzartiges Gebilde mit rhombischen Maschen entsteht. Die Verwendung dieses Materials soll wirtschaftlicher als die der gewöhnlichen Eiseneinlagen aus einfachen Rundstäben sein. Als Vorzüge werden ferner genannt: die große Oberfläche, die Rauhigkeit der Schnittfläche, die Gleichmäßigkeit und Dichtigkeit der Maschen, wodurch innige Verbindung des Eisens mit dem Beton befördert wird. Die Firma Schüchtermann u. Kremer in Dortmund, die dieses Streckmetall herstellt, gibt nachstehende Tabelle 2 für die Abmessungen der gebräuchlichsten Sorten.

An sonstigen Profileisen sind noch zu nennen: Das Eisen nach De Mans Patent (Abb 7), das Welleneisen nach Doucas (Abb. 8). Ersteres ist aus einem Flacheisen-

stab dadurch gebildet, daß in bestimmten Abständen Ausbuchtungen abwechselnd nach der einen und der anderen Seite des Eisens angebracht werden. Man will damit erreichen, daß der Beton die Einbuchtungsstellen satt ausfüllt und dadurch größerer Gleitwiderstand erzielt wird.

Tabelle 2.

Streckmetall von Schüchtermann u. Kremer, Dortmund.

Größte Breite 2,4 m.

Nr.	Maschenweite mm	Steg- Breite mm	Steg- Stärke mm	Gewicht kg/m²	Zugfestigkeit kg/m	Größte Länge m	Wird vorzugsweise verwendet für
14	150	4½	3	1,45	2 340	20	Einlage in Beton, Kunststeinen, Zementplatten und dergl.
12	150	6	3	2,04	3 110	20	
13	150	6	4½	3,12	4 550	20	
15	75	3	3	2,17	3 110	10	
16	75	3	2	1,25	2 080	10	
9	75	4½	3	3,15	5 000	10	
8	75	6	3	4,34	6 240	10	
11	75	4½	4½	5,00	7 000	10	
10	75	6	4½	6,25	9 350	10	
24	40	3	3	4,07	5 850	8	Gitter und Einfriedigungen, Belag für Laufstege, Laufbühnen usw. Einlage in Kunststeinen, Treppenstufen und dergl.
25	40	6	4½	10,00	16 900	8	
21	40	4½	3	6,38	8 750	8	
22	40	8	4½	13,00	23 400	8	
23	40	6	3	7,60	11 700	8	
5	40	2½	1⅕	1,26	1 950	8	
6	40	3	1½	2,04	2 930	8	Leichte Gitter, Schutzvorrichtungen, Volièren.
3	20	2½	1	1,76	3 250	5	
	20	2½	1½	3,00	4 850	5	
3a	20	2	0,6	0,90	1 560	5	Rabitzarbeiten, Herstellung von leichten Wänden.
4a	20	2½	2	3,75	6 500	5	
20	20	3	3	7,60	7 800	5	Wurfsiebe, Einsätze für Heizkörper, Einlage in starken Wänden.
2	10	2½	1⅕	3,94	7 800	2,5	
1	10	2½	0,6	1,60	3 900	2,5	Herstellung von Decken und Wänden, Verkleidung von Trägern und Säulen.
1a	6	2½	0,6	2,25	6 500	2	

Ähnlich konstruiert ist das Welleneisen nach Doucas, bei dem an Rundeisen wellenförmig gebogene Bänder seitlich angewalzt sind.



Abb. 7. Eisen nach De Mans Patent.

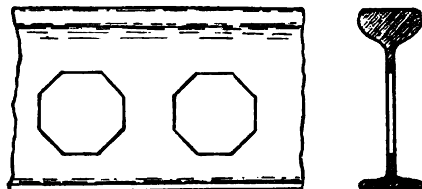


Abb. 9. Bulb-Eisen.

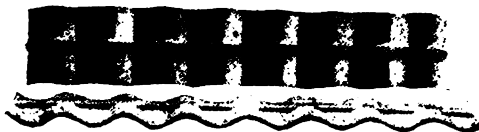


Abb. 8. Welleneisen nach Doucas.



Abb. 10. Eisen mit wellenförmigem Steg von Homan u. Rodgers.

An Stelle des vielfach verwendeten gewöhnlichen T-Trägers wird auch das sogenannte Bulb-Eisen (System Pohlmann) verwendet (s. Abb. 9). Der untere

Flansch des T-Trägers ist bei diesem Eisen verstärkt worden, wodurch größere Biegungsfestigkeit als beim gewöhnlichen T-Träger erzielt wird. Zur Gewichtsverringerung ist der Steg des Trägers in bestimmten Abständen durch Öffnungen unterbrochen, wodurch gleichzeitig der Gleitwiderstand vergrößert werden soll, weil der Beton die Öffnungen ausfüllt.

Ähnliche Eisen sind das ⊥-Eisen mit wellenförmigem Steg von Homan u. Rodgers, Manchester (Abb. 10), sowie die Franke-Kegelwelle (Abb. 11), die in nachstehenden Profilnummern und Abmessungen von dem Walzwerk L. Mannstädt & Cie. zu Kalk hergestellt wird.

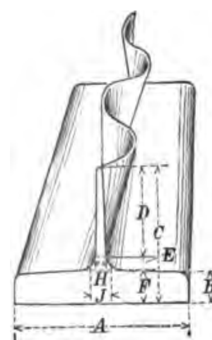


Abb. 11. Franke-Kegelwelle.

Tabelle 3.

Franke-Kegelwelle (für Franke-Decken).

Profil-Nr.	Abmessungen $A = 120$, $E = 10$ mm							Querschnitt	Gewicht
	B	C	D	F	G	H	J	cm²	kg/m
1	9	71	50	11	3	5	10	14,75	11,49
2	11	73	50	13	3	5	10	17,15	13,36
3	14	76	50	16	4	6	12	21,40	16,67
4	18	80	50	20	4	6	12	26,20	20,31
5	14	86	60	16	5	7	14	22,65	17,64
6	18	90	60	20	5	7	14	27,45	21,38
7	21,5	93,5	60	23,5	5	7	14	31,65	24,66
8	21,5	103,5	70	23,5	6	8	16	33,10	25,80
9	26	108	70	28	6	8	16	38.50	30,00
10	29	111	70	31	6	8	16	42,10	32,80

Der Erfinder des Streckmetalls J. F. Golding hat ferner neuerdings ein Profileisen auf den Markt gebracht, das den großen Vorzug aufweisen soll, den Anschluß von Nebenbewehrungsgliedern (Bügel, Diagonalstäbe und dergl.) an beliebigen Stellen der Hauptzugstangen zu ermöglichen, ohne daß es erforderlich wird, den Nutzquerschnitt dieser oder der Anschlußeisen irgendwie zu schwächen. Dieses sogenannte Nuteneisen (s. Abb. 12) besitzt seitlich Nuten, in die die Anschlußeisen durch Zusammendrücken der Backen eingeklemmt werden Nach Angabe des Erfinders ist die erzielte Verbindung eine so feste, daß bei den Versuchen, die Nebenbewehrungseisen von der Hauptstange loszureißen, fast immer die ersteren in größerem Ab-

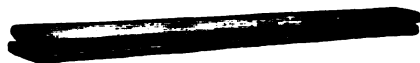

Abb. 12. Nuteneisen nach Golding.


Abb. 13. Goldings Nuteneisen mit Bügeln bewehrt.

stande von der Hauptstange brachen. Abb. 13 stellt ein Hauptzugeisen nebst Bügeln dar, wie es zur Verstärkung von Betonbalken benutzt wird. Aus der Skizze ist ersichtlich, daß der Stangenquerschnitt an keiner Stelle geschwächt ist und daß die Bügel in beliebigen Entfernungen, sowie unter jedem gewünschten Neigungswinkel angebracht werden können. Als Vorteil des Nuteneisens ist weiterhin seine Leichtigkeit zu erwähnen.

b) Bindemittel.

Der Portlandzement und seine Verwandten.

I. Begriffsfeststellungen und Allgemeines.

Als Bindestoffe zur Herstellung des Betons und Eisenbetons kommen fast ausschließlich hydraulische, d. h. wasserhärtende Bindemittel in Frage, obgleich in neuerer Zeit, namentlich seit Einführung des Eisenbetonbaues, der weitaus größte Teil des Betons und des hydraulischen Zementes nicht zu Wasser-, sondern zu Luftbauten verwendet wird.

Unter hydraulischen Bindemitteln sind im Gegensatz zu solchen, die an der Luft nur unter Mitwirkung der Kohlensäure der Luft, d. h. unselbständig erhärten (Luftkalke, auch Fett- oder Weißkalke genannt, und schwach hydraulische Kalke), diejenigen natürlichen oder künstlichen Bindestofferzeugnisse zu verstehen, die vermöge ihrer chemischen Zusammensetzung durch Zusammenwirken von Kalk und Hydraulefaktoren (lösliche Kieselsäure, Eisenoxyd und Tonerde) unter Wasser und an der Luft beständig sind und mit der Zeit an Festigkeit zunehmen (selbständige Erhärtung).

Hierhin gehören:

1. die hydraulischen (Mager- oder Wasser-) Kalke
2. die natürlichen und Romanzemente
3. die Portlandzemente (natürliche und künstliche)
4. die Puzzolanzemente (auch Schlackenzement genannt)
5. die Eisenportlandzemente
6. die Erzzemente
7. die Mischzemente.

Ferner sind hierzu die sogenannten hydraulischen Zuschläge zu rechnen, Stoffe, die infolge ihres Gehaltes an aufschließbarer (verbindungsfähiger) Kieselsäure in Verbindung mit Kalkhydrat unter Wasser erhärten. Solche Stoffe sind: Puzzolane, Santorinerde, Tuffgesteine (Traß), Vulkansand, Bimssand, granulierte Hochofenschlacke, Si-Stoff u. a. m.

Von allen diesen hydraulischen Bindemitteln findet der Portlandzement die weitaus häufigste Verwendung im Eisenbetonbau. Diese Tatsache ist begründet in der Zusammensetzung und der Art der Erzeugung des Portlandzementes, sowie in seinen aus diesen Faktoren sich ergebenden hervorragenden Eigenschaften, wie schnelle Erhärtung, hohe Anfangsfestigkeit, hoher Grad der Nacherhärtung, der Fähigkeit, sowohl unter Wasser als auch an der Luft gleich gut zu erhärten, seine Raum- und Wetterbeständigkeit, seine große Ergiebigkeit (Ausbeute) und relative Wohlfeilheit. Hierzu kommt noch, daß infolge der großartigen Fortschritte der heutigen Portlandzementindustrie sichere Gewähr für die Erzielung eines zuverlässigen und in seiner Güte gleichbleibenden Erzeugnisses gegeben ist. Die genannten, durch die jahrelangen praktischen Erfahrungen dieser Industrie und ihrer Abnehmer belegten und allgemein anerkannten Eigenschaften des Portlandzementes lassen ihn daher für alle Bauzwecke, insbesondere für Eisenbetonbauten, bei denen es auf Festigkeit, Dauerhaftigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen atmosphärische Einflüsse sowie gegen mechanische und chemische Beanspruchungen in hohem Maße ankommt, unter allen Verhältnissen besonders geeignet erscheinen.

Der Name „Portlandzement“ ist englischen Ursprungs und stammt von dem Erfinder dieses Erzeugnisses, dem englischen Maurer Joseph Aspdin, der diese

Bezeichnung wählte, weil der nach seinem Verfahren hergestellte Stoff die schöne graue Farbe des in England für Bauzwecke sehr geschätzten Portlandsteines (einem oolithischen Kalkstein von der Insel Portland) besaß.

Portlandzement erläutern die preußischen „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ wie folgt:

„Portlandzement ist ein Produkt, entstanden durch Brennen einer innigen Mischung von kalk- und tonhaltigen Materialien als wesentlichsten Bestandteilen bis zur Sinterung und darauffolgender Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit.“

Dieser Erklärung des Begriffes Portlandzement mangelt ein Eingehen auf die eigentliche Konstitution des Stoffes; sie gibt vielmehr in der Hauptsache nur eine kurzgefaßte Schilderung des Verfahrens, nach dem Portlandzement aus bestimmten Grundstoffen gewonnen wird.

Dieser Mangel hat sich in dem Wettbewerb des Portlandzementes mit anderen ähnlichen Bindemitteln bereits seit langem fühlbar gemacht, weil es wohl möglich ist, nach den in dieser Begriffserklärung beschriebenen Verfahren Zemente herzustellen, die, obwohl sie der Erklärung entsprechen, trotzdem nicht die Eigenschaften des künstlichen normalen Portlandzementes aufweisen. Es sind deshalb Bestrebungen im Gange, eine genauere und umfassendere Begriffsfeststellung zu schaffen, die insbesondere auch der Konstitution des Stoffes mehr Rechnung trägt.

Nur seltener verwendet man im Eisenbetonbau an Stelle des Portlandzementes die übrigen hydraulischen Bindemittel. Aus diesem Grunde sei auf diese Stoffe nur insoweit eingegangen, als ihre Begriffserklärung in Anlehnung an die „Schweizerischen Normen“ wiedergegeben wird, umsomehr, als ihre Verwendung und Verarbeitung im Bauwesen von der des Portlandzementes nicht wesentlich abweicht.

1. Luftkalke (chaux grasse, common lime) sind Erzeugnisse, gewonnen durch Brennen von Kalksteinen. Nach örtlichen Verhältnissen werden die Luftkalke in Stückform oder hydratisiert in Pulverform in den Handel gebracht.

2. Hydraulische Kalke (chaux hydraulique, hydraulic lime) sind Erzeugnisse, die aus Kalkmergeln oder Kieselkalken durch Brennen unterhalb der Sintergrenze, darauffolgender Hydratisierung und Zerkleinerung auf Mehlfeinheit gewonnen werden. Je nach den örtlichen Verhältnissen können hydraulische Kalke auch in Stückform in den Handel gebracht werden.

3. Roman-Zemente (ciment romain, ciment de grappiers, natural cement) sind Erzeugnisse, die aus tonreichen Kalkmergeln durch Brennen unterhalb der Sintergrenze und darauffolgender Zerkleinerung auf Mehlfeinheit gewonnen werden.

4. Puzzolan-Zemente, sind Erzeugnisse, die durch Mischung pulverförmiger Kalkhydrate oder hydraulischer Kalke mit staubfein zerkleinerten hydraulischen Zuschlägen, deren Name je nach der Örtlichkeit verschieden ist, gewonnen werden.

5. Eisenportlandzement (ciment de laitiers, slag-cement) sind Erzeugnisse, die durch Vermahlen von aus Hochofenschlacke und Kalken erbrannten Portlandklinkern mit geglühter granulierter Hochofenschlacke gewonnen werden. Nach den für Lieferung und Prüfung solcher Zemente aufgestellten Normen des Vereins Deutscher Eisen-Portland-Zement-Werke

dürfen dem Klinker nur bis zu 30 vH. Hochofenschlackensand zugesetzt werden.

6. Erzzemente, sind Erzeugnisse, die nach Art der Portlandzemente erbrannt sind, in denen jedoch die Tonerde durch Eisen- (oder Mangan-)Oxyd möglichst ersetzt ist, weil nach Michaelis, Le Chatelier und Rebuffat die Tonerde derjenige Bestandteil des Zementes sein soll, durch den dessen Zerstörung im Seewasser herbeigeführt wird Praktische Versuche mit im Meerwasser gelagerten Betonblöcken aus Erzzement als Bindemittel (Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 22) sollen die bessere Brauchbarkeit der Erzzemente für Seewasserbauten bestätigt haben
7. Mischzemente sind Erzeugnisse, die durch Vermahlung von Portlandklinkern oder von maschinellen Mischungen fertiger Zemente mit geeigneten Zuschlägen gewonnen werden. Man nennt sie auch Sandzemente, wenn sie gemahlenen Sand aus reiner Kieselsäure enthalten.

Über Rohstoffe und die Art und Weise ihrer Verarbeitung zu Portlandzement sei kurz folgendes bemerkt:

Die Rohstoffe der Portlandzementerzeugung sind: kohlensaurer Kalk und Ton (kieselsaure Tonerde). Statt des Tones können auch andere kieselsäurehaltige Stoffe, z. B. granulierte Hochofenschlacke, verwendet werden. Das Verhältnis von Ton zu Kalk darf zur Gewinnung normaler Portlandzemente nur innerhalb geringer Grenzen schwanken; durchschnittlich beträgt es 25 : 75 (Gewichtsteile); der Kalkgehalt darf 68 vH. in dem fertigen Zement nicht überschreiten, dies entspricht einem Kalkgehalt von etwa 79 vH. in der Rohmischung. Höherer Kalkgehalt führt zum Treiben (s. S. 24) des Zementes.

Die Hauptabschnitte der Zementerzeugung sind, wie auch schon aus der Begriffserklärung hervorgeht:

a) Herstellung einer innigen Mischung von Kalk und Ton (Aufbereitung).
b) Brennen der Mischung bei sehr hoher Hitze bis zur Sinterung.
c) Mahlen des erbrannten Produktes (Klinker) zu feinstem Pulver.

Die Aufbereitung der Rohstoffe, d. h. ihre Zerkleinerung und Mischung, richtet sich nach der Beschaffenheit der Stoffe, namentlich des Kalkes. Im Gebrauch sind folgende Verfahren:

1. das Naß- und Schlämm-Verfahren (Kreide, Wiesenkalk und Kalkmergel)
2. das Trockenverfahren (harte Kalksteine)
3. das gemischte (halb trockene, halb nasse) Verfahren.

Für die Güte des Enderzeugnisses ist sorgfältige Aufbereitung der Rohstoffe von größter Wichtigkeit. Die Rohstoffe müssen zu diesem Zwecke zu möglichst feinem Pulver zerkleinert und innig miteinander gemischt werden.

Solche innigen Mischungen geeigneter Rohstoffe, auch im richtigen Verhältnis, finden sich stellenweise in der Natur vor, z. B. bei Perlmoos in Tirol, Gartenau bei Salzburg, Noworossik am Schwarzen Meer. In den meisten Fällen müssen sie aber künstlich erzeugt werden. So sind alle deutschen Portlandzemente beispielsweise aus künstlichen Mischungen gewonnen.

Die aufbereitete Rohmasse wird fast durchweg zu Ziegeln geformt und getrocknet. Das Brennen der Rohmasse erfolgt entweder in Öfen mit unterbrochenem Betrieb (Schachtöfen) oder in ständigem Betrieb (Ringöfen, Etagenöfen, Schneideröfen, Drehrohröfen usw.). Die letzteren Öfen gestatten die unmittelbare Verwendung der Rohmasse ohne vorherige Formgebung und Trocknung. Beim Brennprozeß wird

die Rohmasse bis zur vollständigen Sinterung gebrannt, die zwischen 1400 bis 1500° C. (Segerkegel 14 bis 16) erreicht wird. Die Brennwärme richtet sich im wesentlichen nach dem Kalkgehalt. Je größer dieser ist, desto höher muß auch die Brennwärme gesteigert werden.

Beim Brennen werden Kohlensäure und chemisch gebundenes Wasser ausgetrieben, während in der Sinterungshitze die tonhaltigen Bestandteile durch den freiwerdenden Kalk aufgeschlossen werden. Besonders erleidet die Kieselsäure hierbei insofern eine Veränderung, als sie durch den Aufschluß die Fähigkeit annimmt, mit Wasser auch bei Luftwärme leicht Reaktionen einzugehen, worauf eben ihre chemische Wirksamkeit bei späterem Anmachen des Zementes mit Wasser sowie beim Abbinden und Erhärten beruht. In den tonhaltigen Rohstoffen der Zementfabrikation ist Kieselsäure im nichtreaktionsfähigen Zustande enthalten, erst der Aufschluß durch Kalk in der hohen Wärme des Brennprozesses führt sie, wie bemerkt, in diesen Zustand über.

Das erhaltene Brenngut (Klinker) wird entweder sofort, oder hier und da auch erst nach einiger Zeit des Lagerns dem Mahlen unterworfen, wobei zunächst roh und dann fein gemahlen wird. Es ist erforderlich, vor dem Mahlen ungar gebrannte Teile (Halbbrand) aus der Klinkermasse nach Möglichkeit auszusondern. Zum Zerkleinern dienen Steinbrecher, Walzwerke, Mahlgänge, Kugelmühlen, Griffinmühlen und Rohrmühlen.

Beim Mahlen setzt man dem Klinker fast immer Gips in geringen Mengen zur Regelung der Abbindeverhältnisse (s. S. 21) zu. Dieser Zusatz darf im allgemeinen nicht mehr als 2 vH. betragen,[1]) weil sonst Treiben zu befürchten ist. Viele Portlandzemente können indessen beträchtlich höheren Gipsgehalt vertragen, ohne daß sie Treibneigung zeigen. Andere Fremdstoffe dürfen nicht zugesetzt werden, es sei denn, daß die Höhe des Gesamtzuschlages noch innerhalb der zulässigen Grenzen (2 vH.) liegt.

Fertiger Zement wird entweder sofort verpackt (in Fässern oder Säcken) oder erst einige Zeit lang in Silos gelagert.

Die Einflüsse, die Wasser und Kohlensäure der Luft auf die chemischen Eigenschaften des Zementes beim Lagern ausüben, sind Gegenstand eingehender Studien gewesen, ohne daß bisher vollständige Klärung dieser Verhältnisse herbeigeführt wäre. Zweifellos bestehen solche Einflüsse in hohem Maße, wie schon das sogenannte „Umschlagen“ der Zemente (d. h. die Veränderung der Abbindezeit, s. S. 22) beweisen (vergl. Rohland, Der Portlandzement vom phys.-chem. Standpunkte, Leipzig 1903, Quandt u. Händel).

In bezug auf die chemische Zusammensetzung sei kurz bemerkt, daß die Hauptbestandteile des Portlandzementes Kieselsäure, Tonerde, Eisenoxyd und Kalziumoxyd sind. In geringen Mengen sind vorhanden Magnesia, Schwefelsäure und Alkalien. Nach älteren Analysen (vergl. Mitteilungen aus den techn Versuchs-Anstalten 1883, S. 38 und 1885, S. 91) schwanken die Grenzwerte für die einzelnen Bestandteile normaler Portlandzemente wie folgt:

Kalk	58,22	bis	65,59	vH.
Kieselsäure	19,80	„	26,45	„
Eisenoxyd	2,19	„	4,47	„
Tonerde	4,16	„	9,45	„

[1]) Auf Grund besonderer Vereinbarungen des Vereins Deutscher Portlandzementfabriken dürfen dem Portlandzement nach dem Brennen überhaupt höchstens 2 vH. Fremdstoffe zugesetzt werden.

Magnesia	Spuren	bis	2,89 vH.
Alkalien	0,19	„	2,83 „
Schwefelsäure	0,19	„	2,19 „
Glühverlust	0,26	„	2,67 „
Unaufgeschlossener Rückstand	0,12	„	1,38 „

Die chemische Zusammensetzung normaler Portlandzemente hat sich indessen im Laufe der letzten Jahre etwas verändert, so schwanken z. B. nach den Ermittlungen des Laboratoriums des Vereins Deutscher Portlandzementfabriken in Karlshorst die Durchschnittswerte aus den Analysen von 5 Jahren (1901 bis 1906) wie folgt:

Glühverlust	Spuren	bis	6,5 vH.
Unaufgeschlossener Rückstand	„	„	4 „
Kieselsäure	19	„	26,5 „
Tonerde	4,5	„	10 „
Eisenoxyd	Spuren	„	5 „
Kalk	57	„	68 „
Magnesia	Spuren	„	4 „
Schwefelsäure	„	„	2 „
Sulfidschwefel	„	„	0,3 „
Alkalien	„	„	2,5 „

Die Zahlen beziehen sich auf geglühten, d. h. kohlensäure- und wasserfreien Zement.

Die Zusammensetzung des einzelnen Zementes richtet sich bei den verschiedenen Zementfabriken nach der Beschaffenheit der jeweils verwendeten Rohstoffe; sie muß daher durch laufende Betriebsanalysen kontrolliert und möglichst gleichbleibend erhalten werden.

Über die Konstitution, d. h. den synthetischen Aufbau oder über die in dem Zement vorhandenen chemischen Verbindungen von Basen und Säuren bestehen vielfach voneinander abweichende Theorien; insbesondere haben sich Vicat, Le Chatelier, Michaelis, Törnebohm, Zulkowsky, Rebuffat, Richardson und viele andere mit der Erforschung der Konstitution des Zementes beschäftigt. Eine Klärung dieser Frage ist noch in keiner Weise erreicht, ebensowenig wie es bisher irgend einer der aufgestellten Theorien gelungen ist, sich allgemeine Anerkennung zu verschaffen. Mit Le Chatelier hat sich die Ansicht vom Bestehen eines Trikalziumsilikates ($3\,CaO\,Si\,O_2$) als dem Hauptbestandteil des Zementes eingebürgert, die indessen von vielen Forschern (Törnebohm, Michaelis u. a.) bestritten wird. Aus der reichhaltigen neueren Literatur über diese Frage seien hier erwähnt:

Le Chatelier, Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques, 1904.
— *Annales des Mines* II, 1887, S. 345; *Tonindustrie-Ztg.* 1892. S. 1032; 1900, S. 1144.
Törnebohm, Über Petrographie des Portlandzementes. (Kongreß d. Intern. Verbandes f. d. Materialpr. d. Techn.) Stockholm 1897.
Rohland, Der Portlandzement vom physikalisch-chemischen Standpunkte, 1903.
Michaelis, Tonindustrie-Ztg. 1900, S. 861; 1892, S. 124 und 403; *Journal f. prakt. Chemie,* Bd. 100; S. 257 bis 303; *Chem.-Zeitung* 1893, S. 982 und 1243; *Verhandl. d. Vereins z. Bef. d. Gewerbfl.* 1896, S. 317; *Töpfer- u. Ziegler-Ztg.* 1880, S. 194; *Protokoll d. Ver. deutsch. Portl.-Zem.-Fabr.* 1899.
Zulkowsky, Chem. Industrie 1901, S. 290; *Tonindustrie-Ztg.* 1898, S. 285; *Berichte der österr. Chemiker-Ges.* 1889, S. 57; *Erhärtungstheorie der natürlichen und künstlichen Bindemittel,* Broschüre 1901.
Meyer-Malstatt, Protokoll d. Ver. Deutsch. Portlandzement-Fabrik. 1901.
Rebuffat, Tonindustrie-Ztg. 1899, S. 782, 823, 883, 900.
Hauenschild, Tonindustrie-Ztg. 1895, S. 239.
Richardson, Tonindustrie-Ztg. 1903, S. 941.
Feret, Annales des ponts et chaussées 1890, Bd. XIX, S. 313.

Eine vollständige Literaturübersicht über diese Frage sowie kritische Betrachtungen der verschiedenen alten und neuen Konstitutionstheorien geben *Jordis u. Kanter, Zeitschr. f. angew. Chemie* 1903, Heft 21, S. 491 u. f.

2. Eigenschaften.

Um in jedem Falle unter verschiedenen Zementen die richtige Wahl zu treffen und um gute Ware von minderwertiger zu unterscheiden, bedarf es der Kenntnis derjenigen Materialeigenschaften, die nach dem heutigen Stande der Wissenschaft als technisch wichtig angesehen werden und als Unterscheidungsmerkmale bei der Beurteilung der Güte und Verwendbarkeit der Zemente dienen. Nur bei voller Ausnutzung der Eigenschaften des Zementes lassen sich wirtschaftliche Vorteile bei seiner Verarbeitung erzielen. Es ergibt sich somit die Notwendigkeit von selbst, sich in jedem Falle über die technisch wichtigen Eigenschaften des zu verwendenden Zementes zu unterrichten. Dies kann zuverlässig nur erreicht werden, wenn man einheitliche Prüfungsverfahren für die Feststellung der Eigenschaften anwendet. Im nachfolgenden sind daher im Anschluß an die Besprechung der einzelnen Eigenschaften die bezüglichen allgemein gebräuchlichen Prüfungsverfahren kurz beschrieben.

Bei der Prüfung der Zemente wie der Baustoffe überhaupt ist es mehr als bei allen Materialprüfungen von Wichtigkeit, daß die Prüfung nach durchaus einheitlichen Grundsätzen durchgeführt wird, wenn unmittelbarer Vergleich der an verschiedenen Stellen gewonnenen Versuchsergebnisse ermöglicht werden soll.

Bis zu gewissem Grade ist dieser Bedingung bereits dadurch entsprochen, daß auf einheitlicher Grundlage beruhende Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Portlandzement, zuerst in Preußen bereits im Jahre 1877 (Preußische Normen), festgesetzt wurden. Die Normen sind entstanden aus den gemeinsamen Verhandlungen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten mit den beteiligten Ministerien (für Handel und Gewerbe und für öffentliche Arbeiten) und der früheren Königlichen Prüfungsstation für Baumaterialien (jetzt Königliches Materialprüfungsamt, Groß-Lichterfelde); sie wurden in revidierter Form durch Ministerialerlaß im Jahre 1887 eingeführt.

Wo die Normen für Eigenschaften des Zementes keine bestimmten Prüfungsverfahren vorsehen, ist im nachfolgenden als Norm für die Feststellung dieser Eigenschaften die im mehrfach genannten Königlichen Materialprüfungsamt übliche Art der Versuchsausführung angenommen und beschrieben worden. Ebenso ist auch bei allen übrigen, in diesem Kapitel erörterten Baustoffen verfahren worden.

Als wesentliche Unterscheidungsmerkmale der Portlandzemente gelten außer der chemischen Zusammensetzung nachstehende Eigenschaften:

a) Gewicht (Raumgewicht, spezifisches Gewicht)
b) Glühverlust (Gehalt an Wasser und Kohlensäure)
c) Mahlfeinheit
d) Abbindeverhältnisse (Wasseranspruch, Erhärtungsanfang, Abbindezeit, Wärmeerhöhung)
e) Raumbeständigkeit
f) Festigkeit (Erhärtung)
g) Reinheit.

a) Gewicht. Im allgemeinen ist das Gewicht von Portlandzement nur insofern von Bedeutung, als er nach Gewicht verkauft und verarbeitet wird.

Nach den preußischen Normen soll Portlandzement in Normalfässern von 180 kg brutto und etwa 170 kg netto, in halben Normalfässern von 90 kg brutto und 80 kg

netto verpackt werden; vielfach wird er auch in Säcken 57,5 kg brutto (57 kg netto) Gewicht gehandelt.

Zu unterscheiden ist zwischen Raumgewicht und spezifischem Gewicht. Unter Raumgewicht versteht man das Gewicht der Raumeinheit des Materials einschließlich der Hohlräume, unter spezifischem Gewicht hingegen das Gewicht der Raumeinheit des lückenlosen Materials.

Das Raum- (Liter-) Gewicht von Portlandzement ist höher als das von anderen Bindemitteln mit Ausnahme des Erzzementes. Es ist bei den einzelnen Zementen verschieden und von Zusammensetzung und Brand des Zementes abhängig; es verringert sich mit zunehmendem Alter des Zementes (Ablagern) infolge der fortschreitenden Hydratisierung (d. h. Aufnahme von Wasser und Kohlensäure).

Die Werte für das Raumgewicht fallen auch je nach der Dichte des Haufwerks, d. h. je nachdem der Zement lose oder mehr oder weniger dicht lagert, verschieden aus.

Die Ermittlung des Raumgewichtes erfolgt für lose eingelaufenes und für fest eingerütteltes Material. Man läßt zu diesem Zwecke den Zement unter Verwendung verschiedener Vorrichtungen (im Königlichen Materialprüfungsamt der Böhmesche Einlaufapparat, s. „Mitteilungen“ 1896, in der Schweiz der Einlaufapparat Bauart Tetmajer, Mitteilungen d. eidgen. Polytechn. Zürich, Heft VI, in Frankreich der Einlauftrichter, außerdem ist auch im Gebrauch die schiefe Ebene nach Bauschinger) in Litergefäße zylindrischer oder kubischer Form einlaufen und bestimmt das Gewicht des gefüllten Liters. Handelt es sich um Ermittlung im eingerüttelten Zustande, so wird während des Einfüllens das Litergefäß entweder von Hand oder maschinell (Apparat nach Tetmajer, Mitteilungen, Zürich, Heft VI) erschüttert. Die beim Einrütteln erreichte Dichte des Haufwerkes entspricht annähernd derjenigen, die der Zement in der Faßpackung aufweist.

Nach neuesten Ermittlungen des Königlichen Materialprüfungsamtes (Mitteilungen 1907, Heft 2) schwanken die Litergewichte normaler Portlandzemente innerhalb folgender Grenzen:

eingelaufen	zwischen	0,980	und	1,350 kg
eingerüttelt	„	1,660	„	2,130 „

im Mittel aus 100 Zementen betrug es:

eingelaufen . . .	1,180 kg	für 1 Liter
eingerüttelt . . .	1,940 „	„ „ „

Das spezifische Gewicht sollte nach früherer Anschauung ein Maßstab für den Brenngrad und daher für die Güte des Erzeugnisses sein. Von dieser Ansicht ist man jedoch auf Grund neuerer Erfahrungen (Mitteilungen aus d. K. M.-A. 1905, S. 276) abgekommen, wenngleich die Tatsache bestehen bleibt, daß guter Zement im frischen Zustande mindestens ein spez. Gewicht von 3,1 aufweist.

Das spez. Gewicht wird wie das Raumgewicht beim Lagern des Zementes kleiner und kann unter Umständen unter 3,0 heruntergehen, ohne daß der Zement dadurch an Güte zu verlieren braucht. Aus niedrigem spez. Gewicht des Zementes im Anlieferungszustande kann daher nicht ohne weiteres auf mangelhaftes Brennen oder überhaupt auf schlechte Qualität geschlossen werden. Um zu ermitteln, ob der Zement richtig gebrannt ist, muß das spez. Gewicht nicht im Anlieferungszustande, sondern nach dem Glühen bestimmt werden.

Bei den regelmäßigen Prüfungen ermittelt man das spez. Gewicht des Zementes sowohl im Anlieferungszustande, als auch nach dem Glühen bei Rotglühhitze (etwa 1000° C.).

Für die Bestimmung werden sogenannte Raummesser (Volumeter) verwendet; solche Apparate sind u. A. konstruiert von Schumann, Meyer und Erdmenger-Mann. Der letztere hat im Königl. Materialprüfungsamt mehrfach Verbesserung erfahren (vergl. Mitteilungen 1904, S. 217) und ist wegen seiner leichten Handhabung besonders zu empfehlen. Die Volumeter haben Glasgefäße mit graduierten Meßrohren, an denen man die Raumvergrößerung einer bestimmten Menge Flüssigkeit im Glasgefäße nach dem Hinzufügen einer bestimmten Menge des Zementes unmittelbar ablesen kann. Der Quotient

$$\frac{\text{Gewicht in g der aufgefüllten Menge Pulver}}{\text{Anzahl cm}^3 \text{ der verdrängten Flüssigkeit}}$$

gibt das spez. Gewicht.

Neuere Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt 1907, Heft 2 nennen für das spez. Gewicht folgende Werte:

a) lufttrocken (Anlieferungszustand)	2,96 bis 3,17
Mittel aus 100 Zementen . . .	3,09
b) geglüht	3,10 bis 3,25
Mittel aus 100 Zementen . . .	3,20.

b) Glühverlust. Zement hat wie gebrannte Kalke, wenn auch weniger als diese, die Eigenschaft, beim Lagern Wasser und Kohlensäure aufzunehmen. Die Wasseraufnahme findet statt, indem der im Zement enthaltene Kalk hydratisiert wird, d. h. sich mit Wasser zu Kalkhydrat verbindet. Die Kohlensäureaufnahme erfolgt, indem der hydratisierte Kalk (Kalkhydrat) mit der Kohlensäure der Luft kohlensauren Kalk bildet. Während die erstgenannte chemische Umwandlung verhältnismäßig schnell vor sich geht, vollzieht der zweite chemische Vorgang sich nur langsam, weil die Bindung von Kohlensäure nur bei Gegenwart genügender Feuchtigkeit vor sich geht.

Zemente aus gar gebranntem Klinker enthalten nur Spuren von hydratisiertem oder kohlensaurem Kalk. Je länger und je feuchter der Zement jedoch lagert, desto mehr vollzieht sich die genannte chemische Umwandlung. Beim Glühen gibt der Zement gebundenes Wasser und Kohlensäure wieder ab; die hierbei eintretende Gewichtsverminderung nennt man den Glühverlust. Die Bestimmung dieses Glühverlustes gibt daher einen Anhalt dafür, ob der Zement lange oder feucht gelagert hat. Vorausgesetzt ist dabei, daß das betreffende Material wirklicher künstlicher Portlandzement ist (natürliche Zemente und andere Bindestoffe enthalten oft große Mengen von Wasser und Kohlensäure auch im frischen Zustande). Portlandzement nimmt wegen des lückenlosen Aufbaues des einzelnen Kornes Wasser und Kohlensäure nur langsam auf und zeigt in dieser Hinsicht günstigeres Verhalten als andere hydraulische Bindemittel, z. B. Romanzemente und hydraulische Kalke, die beim Lagern ziemlich schnell hydratisieren, kohlensauren Kalk bilden und daher leicht unbrauchbar werden.

In den Normen sind Grenzwerte für den Glühverlust nicht vorgeschrieben. Man bestimmt ihn, indem 3 bis 5 g Zement bei etwa 1000° C. über dem Gebläse oder im Hempelofen bis zur Gewichtsgleichheit geglüht werden, und gibt ihn in Gewichtsprozenten an. Nach „Mitteilungen" aus dem K. M. A. 1907, Heft 2, schwankt der Glühverlust zwischen 0,5 bis 5 vH., im Mittel betrug er bei 100 Zementen 2,70 vH. Zemente mit mehr als 5 vH. Glühverlust sollte man nicht annehmen oder verwenden.

Obgleich die Zemente beim Lagern sowohl den Glühverlust, als auch das spezifische Gewicht verändern, so besteht doch zwischen beiden Eigenschaften keine

unmittelbare Abhängigkeit, so daß man nicht ohne weiteres an Hand des Glühverlustes sichere Rückschlüsse auf das spezifische Gewicht ziehen kann. Gary (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1905, S. 276) hat eine Reihe von Zementen nach dieser Richtung hin geprüft und kommt zu dem Schluß, daß man das spezifische Gewicht zu niedrig findet, wenn man es nach dem Vorschlage von Meyer-Malstatt auf Grund des Glühverlustes berechnet, nämlich für je 1 vH. Glühverlust das spezifische Gewicht um 0,035 erhöht. Nur in den Fällen, in denen es sich um Zemente mit mehr als 3,5 vH. Glühverlust handelt, ergeben Berechnungen nach dem Meyerschen Vorschlage annähernd richtige Werte.

c) Mahlfeinheit. Portlandzement soll möglichst fein gemahlen sein. Je feiner das Korn, desto größer ist die chemische Wirksamkeit beim Erhärtungsvorgang. Körner von bestimmter Größe an verhalten sich hinsichtlich ihrer chemischen Veränderung fast wie Sand; sie werden beim Erhärtungsvorgang nur oberflächlich chemisch verändert, während das Kernmaterial nahezu unwirksam bleibt. Indessen wäre es unrichtig, aus der Mahlfeinheit allein auf die Güte des Zementes zu schließen; denn weiche, geringwertige (tonreiche) Zemente lassen sich leicht fein mahlen, im Gegensatz zu scharf gesinterten, hochwertigen Klinkern, die schwerer fein zu mahlen sind. Die Technik der Zementmüllerei ist jedoch im Laufe der letzten Jahre so weit vorgeschritten, daß alle Zemente hinsichtlich der Mahlfeinheit die an sie in den Normen gestellten Anforderungen nicht nur vollauf erfüllen, sondern bei weitem übertreffen. Nach den Normen soll Portlandzement so fein gemahlen sein, daß er auf dem Siebe mit 900 Maschen auf 1 cm^2 nur 10 vH. Rückstand hinterläßt. Die Drahtstärke des Siebes soll die Hälfte der Maschenweite betragen. Das Sieben kann von Hand oder maschinell (Rüttelapparat, Bauart Tetmajer, Mitteilungen aus dem Eidgen. Polytechnikum, Heft 6) vorgenommen werden.

Für diesen Zweck nicht geeignet sind sogenannte geschlossene Siebsätze, weil bei ihrer Verwendung der Rückstand stets zu gering gefunden wird. Neben dem 900-Maschensieb wird in allen Fällen auch das 5000-Maschensieb zur Bestimmung der Mahlfeinheit benutzt, weil die heutigen Zemente so fein gemahlen sind, daß sie auf dem 900-Maschensieb kaum Rückstand hinterlassen und der Rückstand auf dem 900-Maschensieb daher kein genügendes Unterscheidungsmerkmal mehr ist. Es ist gebräuchlich, den angelieferten Zement vor der Prüfung auf Mahlfeinheit durch ein Sieb mit 20 Maschen auf 1 cm^2 zu schicken, um etwaige, durch Anziehen von Feuchtigkeit gebildete Zementklümpchen aushalten zu können, die die Ergebnisse auf den Normensieben beeinflussen.

Da bei der fortgeschrittenen Feinmahltechnik auch selbst der Rückstand auf dem 5000-Maschensieb nicht mehr als vollwertiger Vergleichsmaßstab ausreicht, ist man bestrebt, Verfahren ausfindig zu machen, nach denen auch noch das Siebfeinste weiter zerlegt werden kann. Vorgeschlagen sind für diese Zwecke Schlämm- und Windsichtverfahren; indessen ist ein allgemein brauchbares Verfahren noch nicht ausgebildet worden.

Nach „Mitteilungen" aus dem K. M. A. 1907, Heft 2 schwankten die Rückstände von 100 Portlandzementen in folgenden Grenzen:

auf dem 900-Maschensieb zwischen 0,0 und 4 vH.
im Mittel . . . . . . 1 vH.
auf dem 5000-Maschensieb zwischen 3,4 und 28 vH.
im Mittel . . . . . . 17 vH.

Hieraus ist ersichtlich, daß die Normenvorschriften für die Mahlfeinheit von Portlandzementen unbedenklich verschärft werden könnten.

d) Abbindeverhältnisse. Wird Zement mit Wasser zu einem Brei angemacht, so erstarrt dieser innerhalb kürzerer oder längerer Zeit zu einer festen Masse. Diesen Übergang aus dem weichen in den festen Zustand nennt man „Abbinden“ und die Zeit, die hierzu erforderlich und die für die verschiedenen Zemente sehr verschieden ist, die „Abbindezeit“. Man spricht ferner von „Erhärtungsbeginn“ und „Erhärtungsende“ des Abbindevorganges.

In den Normen ist keine Erklärung für die Begriffe „Abbinden“ oder „Abbindezeit“ gegeben, weil es kein Mittel gibt, das Ende des Abbindevorganges sicher zu erkennen. Das Abbinden ist ebenso wie das Ablöschen von Kalk mit Raumvergrößerung und Wärmeerhöhung verbunden. Letztere ist bei den raschabbindenden Zementen größer als bei den langsamabbindenden.

Der Vorgang selbst beruht nach der landläufigen Anschauung im wesentlichen auf chemischer Wasserbindung und gleichzeitiger Umlagerung der Moleküle. Auch über den Abbindeprozeß gibt es bisher noch keineswegs feststehende Theorien; vielfach findet man in der Literatur sogar widersprechende Ansichten darüber, ob der ganze Abbindevorgang überhaupt vorwiegend chemischer und nicht vielmehr physikalischer Natur ist. Nach Rohland werden während des Abbindens kolloidale Kieselsäure und kolloidales Tonerdehydrat neben Hydroxilionen, die die Coagulationen der beiden erstgenannten Stoffe herbeiführen, hydrolytisch abgespalten.[1])

Es würde an dieser Stelle zu weit führen, auf alle sonstigen, von anderen Forschern aufgestellten Theorien einzugehen. Guten Überblick über das auf diesem Gebiete bisher Erreichte gewinnt man durch Studium der schon oben erwähnten Arbeit von Jordis u. Canter, Zeitschr. f. angew. Chemie 1903, Heft XXI, S. 491 u. f.

Unter „Erhärtungsbeginn“ des Zementes wird in der Regel derjenige Zeitpunkt verstanden, bei dem der Zementbrei bereits gewisse Starrheit erlangt hat (Anziehen), ohne daß jedoch der Vorgang der chemischen Wasserbindung (Abbinden) schon völlig abgeschlossen ist. Nicht zu verwechseln mit dem anfänglichen Erstarren und Festwerden ist das dem vollendeten Abbindevorgange folgende Erhärten des Zementes. Dies beruht, wie die Mehrzahl der Zementforscher annehmen, auf anderen chemischen Wirkungen als das eigentliche Abbinden (Bildung von Kalziumsilikaten, Ausscheidung von Kalk, Bildung von kohlensaurem Kalk usw.).

Die Abbindezeit ist bei den einzelnen Zementen sehr verschieden und hängt von einer ganzen Reihe von Umständen ab (Zusammensetzung, Erzeugung, Art der Lagerung und des Anmachens, Menge und Wärme des Wassers, Feuchtigkeitsgehalt der Luft usw.).

Je nach der Zusammensetzung und Erzeugungsweise der Zemente binden diese schnell oder langsam ab. Im allgemeinen liefern tonerdereiche Rohstoffe schnellerbindende, kieselsäurereiche hingegen langsambindende Zemente. Häufig verändert man durch Zusetzen gewisser Stoffe zum fertigen Zement die Abbindezeit künstlich. Zuschlag von Kali, Natron, Natriumkarbonat, Si-Stoff usw. verkürzt, Zusatz von schwefelsauren Salzen, Kalziumchlorid usw. hingegen verlängert die Bindezeit.

Schwachgebrannte Zemente sind meist schnellerbindend als scharfgebrannte, indessen kommen auch Abweichungen von dieser Regel vor. Zemente aus Klinker, aus dem der Schwachbrand nicht ausgesondert ist, geben Schnellbinder, die sich jedoch beim Ablagern in Langsambinder umwandeln. Überhaupt binden im allgemeinen

[1]) Rohland, Tonindustrie-Ztg. 1906, Nr. 118.

gelagerte Zemente, welche bereits Wasser und Kohlensäure aufgenommen haben, langsamer ab als frische Zemente; es gibt aber auch solche, die im frischen Zustande langsam abbinden, nach einiger Zeit jedoch schnell und schließlich langsam abbinden (umschlagen). Die Ursache dieser Erscheinung ist bis jetzt noch nicht aufgeklärt. Rohland[1]) erklärt sie, als teilweise auf Selbstfeinung des Zementes (weiteres Zerfallen beim Lagern) beruhend; wahrscheinlich ist die Ursache auch in molekularer Umlagerung der Zementbestandteile zu suchen. Hat Zement warm gelagert, so pflegt er selbst nach der Abkühlung anfangs schnellbindend zu sein. Beim längeren Lagern in kühler Luft wird er jedoch wieder langsambindend.

Das Abbinden des Zementes wird auch beeinflußt durch die Art des Anmachens; raschbindende Zemente können beispielsweise bei zu starkem Durcharbeiten (Durchrühren) „überrührt" werden, d. h., sie binden dann langsam ab, erreichen indessen nicht die Festigkeit, die normal behandelter Zement erlangt haben würde.

Der Verlauf des Abbindens ist ferner auch abhängig von der Menge des Anmachewassers, der Wärme des Zementes, des Wassers, der Luft und vom Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Hoher Wasserzusatz verlangsamt das Abbinden, geringer beschleunigt dasselbe. Je höher die Wärme der Zementteile und der Luft ist, desto schneller bindet der Zement. Niedere Temperaturen verzögern den Abbindevorgang, Frost kann ihn unter Umständen vollständig und dauernd unterbinden. Je feuchter die Luft, um so langsamer vollzieht sich das Abbinden.

Aus allen diesen Umständen ergibt sich die Notwendigkeit, das Anmachen und Abbinden des Zementes immer unter gleichen Verhältnissen zu bewirken, wenn der Zement hinsichtlich seines Verhaltens beim Abbinden einwandfrei beurteilt werden soll.

Während man in der Praxis auch noch von „Schnellbindern" (Gießzement) und „Mittelbindern" spricht, unterscheiden die Normen nur „Raschbinder" und „Langsambinder", und zwar sollen Raschbinder in längstens zwei Stunden, Langsambinder hingegen in mehr als zwei Stunden abbinden.

Für die Beurteilung der Verwendungsmöglichkeit der Zemente ist die Kenntnis ihres Verhaltens beim Abbinden unbedingt notwendig, weil man hiernach die Behandlung und Art der Verarbeitung des Zementes einrichten muß. Bereits im Abbinden begriffener Zement darf nicht mehr verarbeitet werden, weil er bei der Verarbeitung mit Wasser wieder angerührt wird und infolge der dadurch hervorgerufenen Störung des Abbindeprozesses nicht mehr die Erhärtungsfähigkeit des richtig behandelten Zementes entwickelt. Aus diesem Grunde dürfen auch in der Praxis keine größeren Mörtel- und Betonmengen angemacht werden, als in der zur Verfügung stehenden Zeit bequem verarbeitet werden können, wobei natürlich die Tatsache zu berücksichtigen ist, daß der mit Magerungsmitteln (Sand, Kies, Schotter usw.) versetzte Zement, also der Mörtel oder Beton, je nach dem Magerkeitsgrade langsamer abbindet als der reine Zement. Bei Eisenbetonbauten dürfen aus obengenannten Gründen nur Langsambinder verwendet werden, weil hier das Anmachen großer Betonmengen auf einmal sich meist nicht umgehen läßt.

Die Feststellung der Abbindezeit von Portlandzement geschieht nach den preußischen Normen, abgesehen von der Fingernagelprobe, mit der sogenannten Normalnadel nach Vicat (siehe Abb. 14). Diese hat zylindrischen Querschnitt von 1 mm² Fläche, ist senkrecht zur Längsachse abgeschnitten und in einen zylindrischen Schaft von 1 cm Durchmesser eingesetzt. Nadel und Schaft im Gesamtgewicht von 300 g sind in einem Gestell möglichst reibungsfrei geführt.

[1]) Rohland, Der Portlandzement vom physikalisch-chemischen Standpunkte. Leipzig 1903.

Für den Versuch rührt man den reinen Zement mit Wasser zu einem steifen Brei an, füllt ihn in einen konischen Hartgummiring *a* von 8 cm Höhe, 7,5 cm unterem und 6,5 cm oberem lichten Durchmesser, der auf einer Glasplatte *b* liegt, und bringt ihn unter den Nadelapparat. Denjenigen Zeitpunkt, in dem die Nadel *c* beim Durchdringen des noch weichen Kuchens etwa 5 mm über dem Boden stehen bleibt, bezeichnet man als Erhärtungsbeginn. Die Zeit (vom Augenblick des Anmachens an gerechnet), die verfließt, bis die Nadel beim Probieren auf dem erstarrten Kuchen keinen merklichen Eindruck mehr hinterläßt, ist die Bindezeit. Die Feststellung dieses Zeitpunktes erfordert Übung; besonders auf der Oberseite des Kuchens ist die Beobachtung erschwert, weil diese sich meist mit einer feinen schwammigen Haut überzieht, auf der die Nadel selbst nach erfolgtem Abbinden des Zementes beim Aufsetzen noch Eindrücke hinterläßt. Man dreht deswegen, sobald der Erhärtungsbeginn festgestellt ist, zweckmäßig den Kuchen um und beobachtet an dessen Unterseite den weiteren Verlauf des Abbindens durch wiederholtes vorsichtiges Aufsetzen der Nadel.

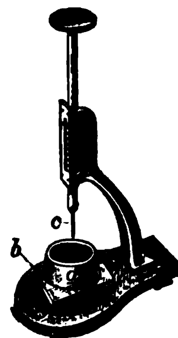


Abb. 14. Normalnadel n. Vicat.

Wie schon oben erwähnt, ist die Höhe des Wasserzusatzes auf den Verlauf des Abbindens von großem Einfluß. Es muß daher auf die genaue Zumessung der der Eigenart des Zementes entsprechenden Wassermenge besonders Rücksicht genommen werden. Tetmajer empfiehlt zur Ermittlung, ob der Wasserzusatz richtig gewählt ist, ein rundes Pistill von 1 cm^2 Querschnitt, welches an Stelle der Nadel in den Schaft des Vicatapparates eingesetzt wird. Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn das Pistill beim Eindringen in den Brei nur noch 5 mm über dem Boden stecken bleibt. Der geübte Beobachter erkennt den richtigen Wasserzusatz auch am Aussehen des Zementbreies, und zwar daran, daß die Masse anfängt, sich zu ballen, nicht mehr beim Anmachen am Gefäß haftet und auf der Oberfläche speckig glänzend wird.

Der Anspruch normaler Portlandzemente zur Erlangung dieser Normalsteife schwankt in der Regel zwischen 25 und 27 vH. Er kann jedoch je nach Art des Zementes auf 23 vH. heruntergehen und bis 30 vH. steigen. Im allgemeinen beanspruchen abgelagerte Zemente mehr Wasser als frische.

Um den Beeinflussungen des Abbindeprozesses durch die Wärme Rechnung zu tragen, enthalten die Normen die Vorschrift, daß die Versuche bei einer mittleren Luftwärme von 15 bis 18 ° C. vorzunehmen sind. Nur wenn bei allen Versuchen diese Wärme innegehalten wird, können vergleichbare Versuchsergebnisse erzielt werden. Zu beobachten sind ferner die Feuchtigkeit der umgebenden Luft und die Wärmeveränderung des Zementbreies. Letztere darf nach den Normen bei Langsambindern nicht wesentlich sein, wohingegen Raschbinder eine merkliche Wärmeerhöhung aufweisen können. Zur Messung der Wärmeerhöhung ist ein Maximumthermometer mit zylindrischem, nach unten verjüngtem Quecksilbergefäß und Einteilung in $^1/_5$ Grade Celsius zu benutzen.

Da die Beobachtung der Nadel dem persönlichen Empfinden des Beobachters weiten Spielraum läßt, hat Gary mit Erfolg die Messung der Wärmeerhöhung des Zementes beim Abbinden als Maßstab für die Abbindezeiten benutzt. Er überträgt zu diesem Zweck die Bewegungen des Quecksilberfadens eines in den frisch eingerührten Zementbrei eingesetzten Thermometers auf eine lichtempfindliche Platte, die durch Uhrwerk mit vorgeschriebener Geschwindigkeit bewegt wird. Über den Apparat hat

Professor Gary auf dem Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik zu Brüssel 1906 berichtet. Interessenten finden Versuchsergebnisse und Aufzeichnungen des Apparates in den „Mitteilungen" aus dem K. M. A. 1906, S. 227.

Das gleiche Bestreben, den Zeitpunkt für das beendete Abbinden unabhängig vom persönlichen Empfinden des Beobachters richtig festzustellen, hat auch andere Forscher dazu geführt, Einrichtungen zu konstruieren, die den Abbindeverlauf selbsttätig aufzeichnen; genannt seien der mechanische Nadelapparat von Tetmajer (s. Mitteilungen aus dem Eidgen. schweiz. Polytechn., Heft 6), der sogenannte „cement-setter" von Goodmann und der registrierende Abbindeapparat nach Martens (s. Mitteilungen K. M. A. 1906, S. 232). Zu einer allgemeinen Einführung dieser Apparate ist es bisher noch nicht gekommen, weil die mit ihnen gewonnenen Ergebnisse nicht mit denen der Normalnadel übereinstimmten.

Was nun die absolute Dauer der Abbindezeit der verschiedenen Zemente betrifft, so liegt diese naturgemäß innerhalb weiter Grenzen, so daß es unmöglich ist, hierfür Zahlen zu nennen. Die Abbindezeit von langsambindenden Zementen, die für Bauzwecke Verwendung finden, schwankt zwischen 5 und 12 Stunden.

e) Raumbeständigkeit. Portlandzement soll nach der Verarbeitung sein Volumen nicht wesentlich verändern, d. h. sich weder stark zusammenziehen (schwinden), noch sich stark ausdehnen (treiben); er muß also raumbeständig sein.

Die Raumbeständigkeit ist die wichtigste Eigenschaft, die der Zement besitzen muß, wenn er überhaupt als brauchbar gelten soll.

In geringem Maße schwinden alle abgebundenen Zemente beim Lagern an der Luft und dehnen sich aus beim Lagern unter Wasser. Selbst gut aufbereitete Zemente können so starkes Schwinden zeigen, daß Risse auftreten. Jedoch sind vorhandene Schwindrisse fast immer auf unsachgemäße Behandlung des Zementes während oder nach der Verarbeitung und nicht auf schlechte Qualität zurückzuführen; solche unsachgemäße Behandlung kann in zu hohem Wasserzusatz, zu schnellem Austrocknenlassen infolge von Zugluft oder Sonnenbestrahlung oder in ungenügendem Feuchthalten begründet sein.

Treiben des Zementes ist dagegen eine Folge unrichtiger Zusammensetzung oder mangelhafter Aufbereitung der Rohstoffe, ungenügenden Brennens des Klinkers (Schwachbrand) oder zu hohen Gipszusatzes oder Magnesiagehalts. Überhaupt verursachen alle Zuschläge, die dem Zement aus irgendwelchem Grunde (Farbzusätze usw.) zugesetzt werden und die stark schwefelsäurehaltig sind, Treiben, da sich in der Regel bei Gegenwart von Wasser Kalziumaluminiumsulfat unter starker Raumvergrößerung bildet. Anderseits kann auch durch gewisse Zusatzmittel, z. B. Si-Stoff, einem Abfallprodukt bei der Alaunfabrikation, etwaige Treibneigung gemildert werden. Auch durch feines Mahlen und durch Lagern des Zementes erhöht man die Raumbeständigkeit.

Die Treiberscheinungen pflegen in der Regel bald nach erfolgter Verarbeitung des Zementes aufzutreten und können unter Umständen zu völligem Verfall des daraus hergestellten Mörtels oder Betons führen. Bei Zementen mit hohem Magnesiagehalt tritt jedoch merkliche Raumvergrößerung meist erst nach mehreren Jahren ein; bei normalem Portlandzement, dessen Magnesiagehalt nur innerhalb geringer Grenzen schwankt, ist Treiben infolge der Magnesia nicht zu befürchten.

Vereinzelte Zemente haben bei Erhärtung an der Luft die Eigentümlichkeit, nach Verlauf längerer Erhärtungsfrist, oft erst nach Jahren, von außen nach innen fortschreitend, allmählich zu zerfallen. Man nennt solche Zemente „Lufttreiber". Diese

Erscheinung ist jedoch im allgemeinen nur an Zementen beobachtet, die rein, d. h. ohne Zusatz von Magerungsmitteln verarbeitet, mit viel Wasser angemacht und in der ersten Zeit nicht genügend feucht gehalten wurden.

Die Prüfung auf Raumbeständigkeit erfolgt nach den „Normen“ in der Weise, daß in Normalsteife angemachte Kuchen aus reinem Zement von etwa 10 cm Durchmesser und etwa 1 cm Dicke in der Mitte, nach dem Rande dünn auslaufend, nach 24 Stunden Lagerung in feuchter Luft, unter Wasser von etwa 15 bis 18° C. gebracht und 27 Tage beobachtet werden. Die Kuchen dürfen während dieser Zeit keine Verkrümmungen oder Kantenrisse erleiden. Während der ersten 24 Stunden müssen sie vor Zugluft und Sonnenschein geschützt sein, entweder durch Bedecken mit feuchten Tüchern oder durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten. Hierdurch soll die Entstehung von Schwindrissen vermieden werden, die von Unkundigen leicht mit Treibrissen verwechselt werden. Treiben gibt sich durch Verkrümmung der Kuchen oder durch klaffende Kantenrisse zu erkennen. Gewöhnlich kann man an den Kuchen die Treiberscheinungen schon nach drei Tagen feststellen. Zweckmäßig wird auch das Verhalten von Kuchen beobachtet, die nach 24stündigem Feuchthalten an der Luft weiter erhärten, zwecks Feststellung ihrer Luftbeständigkeit (Lufttreiber).

Gegen die Normenprobe (Kaltwasserprobe) ist vielfach mit Recht die lange Zeitdauer der Probe (mindestens 28 Tage) als Mangel geltend gemacht worden, mit der Begründung, daß man in seltensten Fällen mit der Verwendung des angelieferten Zementes warten kann, bis das Ergebnis der Probe vorliegt. Es ist daher das Bestreben vollauf gerechtfertigt, solche Verfahren ausfindig zu machen, die die Raumbeständigkeit des Zementes schneller als die Normenprobe erkennen lassen. Hierzu sind folgende Proben in Vorschlag gebracht worden:

von Dr. Michaelis die Plattenkochprobe,
von Dr. Heintzel die Kugelglühprobe,
von Tetmajer die Kugelkochprobe,
von Maclay die kombinierte Heißwasserprobe,
von Déval die Dampfprobe,
von Dr. Erdmenger die Hochdruckdampfprobe,
von Prüssing die Preßkuchenprobe,
von Gresley die Dampfdarrprobe.

Alle diese Proben haben sich indessen allgemeine Geltung bisher nicht verschaffen können, weil sie nicht nur Zemente, die tatsächlich raumunbeständig sind, kennzeichnen, sondern auch solche, die sonst für Bauzwecke immerhin noch brauchbar sind, als raumunbeständig, also unbrauchbar erscheinen lassen. Als Laboratoriumsprobe zur Kontrolle der laufenden Fabrikation oder Prüfung solcher Zemente, die für bestimmte Zwecke besonders raumbeständig sein müssen, sind solche beschleunigten Raumbeständigkeitsproben jedoch gut zu verwenden.

Die Raumbeständigkeit von Zementen läßt sich auch zahlenmäßig bestimmen. Apparate, die für diesen Zweck zur Verwendung kommen, sind der Apparat von Le Chatelier, der Tasterapparat Bauart Bauschinger (Mitteilungen aus dem mech.-techn. Labor. der Techn. Hochschule München 1879, Heft 8, S. 14) und der Dehnungsmesser Bauart Martens („Mitteilungen“ aus dem K. M. A. 1905, S. 203). Für die Prüfung mittels des Bauschinger-Tasters werden prismatische Proben von 10 cm Seitenlänge und 5 cm^2 Querschnitt, für die Messung mit dem Martensschen Dehnungsmesser Normaldruck- und Zugproben (s. S. 30) verwendet.

f) Erhärtung und Festigkeit. Nach erfolgtem Abbinden schreitet die Erhärtung des Zementes fort und seine Festigkeit nimmt mit wachsendem Alter zu. Während der Abbindevorgang innerhalb verhältnismäßig kurzer Zeit abgeschlossen ist, hält die Erhärtungs- und Festigkeitszunahme lange Zeit an; die Dauer dieses Erhärtungsvorganges ist nicht genau bekannt, jedenfalls erstreckt sie sich je nach den Umständen über Jahrzehnte.

Die Erhärtung ist eine Folge chemischer Umwandlungsprozesse im Zement, infolge Einwirkung des Wassers und der Luft, deren Verlauf bisher nicht völlig aufgeklärt ist (Literaturangaben hierüber s. S. 21). Sicher ist, daß beim Erhärten unter Wasser, letzteres chemisch gebunden und gleichzeitig Kalkhydrat ausgeschieden, Alkalien und geringe Mengen Kalk und Kieselsäure ausgelaugt werden. Beim Erhärten an der Luft wird der freiwerdende Kalk (Kalkhydrat) in kohlensauren Kalk übergeführt.

Die Größe des Erhärtungsvermögens, der Verlauf der Erhärtung und die damit in Zusammenhang stehende Festigkeit, die den Gradmesser für den Erhärtungsvorgang bildet, ist von verschiedensten Umständen abhängig. Die dem Zement innewohnende chemische Aktivität beeinflußt nämlich nicht nur seine chemische Zusammensetzung, sondern auch seine physikalischen Eigenschaften. Richtige chemische Zusammensetzung der Rohstoffe vorausgesetzt, wird das Erhärtungsvermögen des Zementes um so größer sein, je besser die Rohstoffe aufbereitet, je vollkommener sie gebrannt sind und je feiner der Klinker gemahlen ist.

Der Erhärtungsverlauf, d. h. der Grad der Festigkeitszunahme, wird durch eine ganze Reihe von Umständen beeinflußt, nämlich durch die Behandlung des Zementes beim Anmachen, die Wärmeverhältnisse, durch die Art der Lagerung (unter Wasser, an der Luft, abwechselndes Befeuchten und Trocknenlassen), durch die Art des umgebenden Wassers (alkali- oder säurehaltiges Wasser, Meerwasser, Abwässer) und der sonst ihn umgebenden Flüssigkeiten (Öle, Teer usw.).

Um gute Erhärtung zu erzielen, darf der Zement während des Abbindens durch Aufrühren, Erschüttern nicht gestört werden; beim Verarbeiten auf dem Bauplatz ist daher dafür Sorge zu tragen, daß der angemachte Zementmörtel oder Beton verbraucht ist, bevor er angezogen hat (s. Erhärtungsbeginn S. 23). Späteres Verarbeiten des Zementes erfordert Aufrühren und unter Umständen neuen Wasserzusatz. Einige Festigkeitszahlen von Mörtel, der während des Abbindens verarbeitet wurde, sind weiter unten (s. Tabelle 19) angegeben. Für eine gute Erhärtung des Zementes ist ferner durchaus notwendig, daß er in der ersten Zeit nach der Verarbeitung feucht gehalten wird.

Je höher die umgebende Wärme ist, um so schneller schreitet die Erhärtung des Zementes fort; bei Wärmegraden unter 0° C. wird der Erhärtungsvorgang aufgehalten, setzt indessen beim Eintritt höherer Temperatur wieder ein. Es ist diese vorübergehende Beeinflussung des Erhärtungsvorgangs durch die Kälte, nicht zu verwechseln mit der Beeinflussung des Abbindevorgangs durch Frost (s. S. 22). Dieser Vorgang wird durch Frost unter Umständen so ungünstig beeinflußt, daß überhaupt kein Abbinden mehr stattfindet, es sei denn, daß man gewisse Maßnahmen anwendet, die den Abbindevorgang beschleunigen oder das Gefrieren des Anmachewassers verhindern. Beschleunigung des Abbindens wird erreicht, indem man entweder die Zuschlagstoffe, Wasser, Sand, Kies usw. erwärmt und mit möglichst geringem Wasserzusatz arbeitet oder bestimmte Stoffe (Kochsalz und wasserfreie Soda) zusetzt.

Portlandzemente sind bezüglich des Erhärtungsverlaufes weniger abhängig davon, ob sie an der Luft oder unter Wasser lagern, als andere Bindemittel; sie erhärten unter Wasser wie an der Luft gleichmäßig schnell, viele an der Luft sogar erheblich

schneller als unter Wasser. Wesentlich beschleunigt wird die Erhärtung noch, wenn der abgebundene Zement abwechselnd befeuchtet wird und wieder trocknet.

Mannigfaltig sind jedoch die Einwirkungen der verschiedenen Wässer, die den Zement umgeben können, auf den Erhärtungsverlauf. Sehr reines Wasser wirkt zersetzend auf den erhärteten Zement ein, indem es das beim Erhärten freiwerdende Kalkhydrat auslaugt. Ebenso schädlich wirken Wässer, die Kohlensäure enthalten, weil sich doppeltkohlensaurer Kalk bildet, der im Wasser löslich ist. Bei Gegenwart von schwefelsauren Salzen (Natriumsulfat, Magnesiumsulfat) greifen auch Mineralwässer den Zement an, hingegen sind reine Alkalien ohne Einfluß, während kohlensaure Alkalien sogar die Erhärtung begünstigen. Die Wirkung des Meerwassers auf Portlandzement ist im allgemeinen eine ungünstige. Sie beruht nach den Ansichten von Candlot (Bulletin d'Encouragement, Juli 1890) und Michaelis (Verhandl. d. Ver. z. Bef. d. Gewerbfl. 1896, S. 157) darauf, daß die im Meerwasser gelösten schwefelsauren Salze bei der Berührung mit Zement ein Doppelsalz der Schwefelsäure mit Kalk und Tonerde, ein Kalziumaluminiumsulfat bilden, das unter Aufnahme von Wasser kristallisiert und infolge starker Raumvergrößerung den Zement zerstört. Von anderen Forschern (Rebuffat, Tonind.-Ztg. 1901, S. 274 und 1335; 1902, S. 1793 und anderen) wird das ungünstige Verhalten im Meerwasser dem Tonerdegehalt zugeschrieben.

Da diese Frage noch keineswegs genügend geklärt ist, jedoch wegen der ausgedehnten Verwendung von Zement für Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser von weittragender Bedeutung ist, sind auf Veranlassung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten Versuche im großen mit verschiedenen Betonmischungen eingeleitet und zu diesem Zwecke Probekörper aus diesen Mischungen für Festigkeitsversuche sowie große Betonblöcke, wie solche für Buhnen usw. verwendet werden, in Seewasser auf Insel Sylt gelagert worden. Diese Versuche dürften über die Frage des Verhaltens von Zement in Meerwasser weitgehenden Aufschluß geben.

Abwässer wirken auf Zement nur dann nachteilig ein, wenn sie stark säurehaltig sind.

Teerprodukten und Mineralölen gegenüber verhält sich der Zement im allgemeinen unempfindlich, während fette Öle, die meist säurehaltig sind, aus diesem Grunde den Zement angreifen.

Den Grad der Erhärtung oder das Maß des Widerstandes, den erhärteter Zement mechanischer Beanspruchung (Ziehen, Drücken, Biegen, Abnutzen, Wasserdruck usw.) entgegensetzt, nennt man allgemein Bindekraft oder je nach der Art der Beanspruchung Zugfestigkeit, Druck-, Biegefestigkeit usw. Nach der Größe dieses mechanischen Widerstandes beurteilt man in erster Linie die Güte der Zemente, denn sie ist neben der Raumbeständigkeit ausschlaggebend für das spätere Verhalten des Mörtels und Betons bezw. für die Haltbarkeit des daraus hergestellten Bauwerkes.

Die Größe der Bindekraft bestimmt man durch den Festigkeitsversuch. Es wäre naheliegend, zur Ermittlung der Bindekraft nur die Ermittlung der Eigenfestigkeit des Zementes, d. h. die Festigkeit des reinen Zementes ohne irgendwelchen Zuschlag von Magerungsstoffen zu bestimmen, weil man vermuten könnte, daß sich aus der Eigenfestigkeit ohne weiteres auf die Höhe der Mörtel- (Sand-) oder Betonfestigkeit schließen läßt. Dies trifft jedoch nicht zu. Die Eigenfestigkeit ist kein Maßstab für die Beurteilung der Festigkeit der Mischungen aus Zement und Zuschlagstoffen, weil die Zemente sich in dieser Beziehung sehr verschieden verhalten. Zemente mit hoher Eigenfestigkeit haben oft geringe Mörtelfestigkeit und umgekehrt. Die Ursachen dieser Erscheinung sind noch nicht völlig klargestellt. Die Unkenntnis solcher gesetzmäßigen

Beziehungen zwischen Eigen- und Sandfestigkeit und der Brauch, den Zement fast ausschließlich mit Magerungsstoffen, also in Mörtel- oder Betonform zu verwenden, haben dazu geführt, die Festigkeitsgrade von Zement nach der Mörtelfestigkeit zu beurteilen. Deswegen schreiben auch die Normen die Prüfung des Zementes mit einer bestimmten Mischung unter Verwendung bestimmten Sandes vor, abgesehen von der Festsetzung sonstiger Versuchsbedingungen, die innegehalten werden müssen, wenn vergleichbare Ergebnisse erzielt werden sollen.

Die vorgeschriebene Normenmischung ist 1 Gewtl. Zement + 3 Gewtl. Normalsand. Proben aus erdfeucht angemachtem Mörtel dieser Mischung, die einen Tag in feuchter Luft und 27 Tage unter Wasser von 15 bis 18° C. gelagert haben, sollen im Mittel 16 kg/mm² Zugfestigkeit und 160 kg/mm² Druckfestigkeit ergeben. Um zuverlässige Durchschnittswerte zu gewinnen, sind für jede Versuchsreihe 10 Parallelversuche auszuführen.

Als maßgebende Festigkeitsprobe gilt der Druckversuch, und zwar deswegen, weil dieser einwandfreiere Werte liefert als der Zugversuch. Den Zeitraum von 28 Tagen für die Erhärtung hat man gewählt, weil die Zemente bei kürzerer Zeit verschiedene Erhärtungsenergie besitzen und beispielsweise solche, die bei 7 Tagen Erhärtungsdauer noch Abweichungen in den Festigkeiten zeigen, nach 28 Tagen gleiche Werte ergeben können.

Um an den verschiedenen Prüfungsstellen vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, hat man als Zuschlagsstoff für die Zementprüfung den sogenannten Normalsand eingeführt. Dieser wird für Deutschland zur Zeit aus Natursand der Freienwalder Grube Hammerthal in der Weise gewonnen, daß der Rohsand gewaschen, getrocknet und auf Sieben so abgesiebt wird, daß er auf dem Siebe mit 120 Maschen auf 1 cm² völlig liegen bleibt und auf einem solchen mit 60 Maschen auf 1 cm² keinen Rückstand hinterläßt. Abweichungen bis zu 10 vH. an zu feinem und bis zu 2 vH. an zu grobem Korn sind gestattet. Der Normalsand soll mindestens 99 vH. Kieselsäure und nicht mehr als 0,1 vH. abschlämmbare Teile enthalten. Seine Gleichmäßigkeit ist seit einigen Jahren dadurch sichergestellt, daß die Herstellung im großen fabrikmäßig betrieben und laufend sowohl durch das Königliche Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde, als auch durch das Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten zu Karlshorst kontrolliert wird. Zur Kontrollprüfung dienen besonders hergestellte Blechsiebe mit runden Löchern von 1,35 mm bezw. 0,775 mm Durchmesser. Die Abnahme des versandfertigen Sandes erfolgt ebenfalls durch das Materialprüfungsamt; es gelangen nur durch das Amt plombierte Säcke in den Handel.

Die auf die Festigkeitsprüfungen bezüglichen früheren Bestimmungen der Normen forderten, daß der Normenmörtel mit 10 vH. Wasser angemacht werden sollte, und enthielten auch Vorschriften bezüglich des Anrührens (Mischens) des Mörtels und der Probenfertigung (Einschlagen in die Formen). Im Laufe der Zeit hat sich jedoch herausgestellt, daß diese Bestimmungen nicht innegehalten werden konnten. Insbesondere war die Vorschrift des Zusatzes gleicher Wassermenge unhaltbar geworden, denn erstens beanspruchen die Zemente je nach ihrer Eigenart zur Erlangung der gleichen Steife im Normenmörtel verschiedenen Wasserzusatz und zweitens werden viele Mörtel bei 10 vH. Wasserzusatz so feucht, daß sie sich nicht einschlagen lassen. Bei strenger Beobachtung obiger Vorschrift würden also die Zemente durchweg ungünstig beurteilt werden, namentlich diejenigen, die an sich nur geringen Wasserzusatz fordern. Auch die Bestimmungen bezüglich der Mörtelbereitung und Probenherstellung waren in den älteren Vorschriften so ungenau, daß der Willkür der Versuchsausführungen weitester

Spielraum gelassen wurde und übereinstimmende Ergebnisse mit demselben Zement an verschiedenen Prüfungsstellen nicht erzielt werden konnten, trotzdem scheinbar nach den gleichen Verfahren gearbeitet wurde. Welchen Einfluß z. B. die Höhe des Wasserzusatzes und die Art und Weise der Handhabung des Verfahrens auf die spätere Festigkeit des Mörtels ausübt, ist durch zahlreiche Versuche von Gary (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1898, Heft 1, S. 1 u. f.) und anderen nachgewiesen worden. Diese Verhältnisse haben völligen Umschwung und durchgreifende Besserung erfahren durch den Erlaß des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten, der auf Grund der Ergebnisse umfassender Versuchsarbeiten der zur Neuregelung der Normen eingesetzten Ausschüsse verfügt wurde und folgende Bestimmungen enthält:

Herstellung des Normenmörtels (1:3) und der Probekörper für die Festigkeitsversuche.

a) Mischen des Mörtels.

Das Mischen des Mörtels aus 1 Gewtl. Zement und 3 Gewtl. Normalsand soll mit der Mörtelmischmaschine, Bauart Steinbrück-Schmelzer, wie folgt geschehen: 500 g Zement und 1500 g Normalsand werden zunächst trocken mit einem leichten Löffel in einer Schüssel eine halbe Minute lang gemischt. Dem trockenen Gemisch wird die vorher zu bestimmende Wassermenge zugesetzt. Die feuchte Masse wird abermals eine halbe Minute lang gemischt, dann in dem Mörtelmischer gleichmäßig verteilt und durch 20 Schalenumdrehungen bearbeitet.

b) Bestimmung des Wasserzusatzes.

Die Ermittlung des Wasserzusatzes zum Normenmörtel erfolgt unter Benutzung von Würfelformen in folgender Weise:

Trockene Mörtelgemische in oben angegebener Menge werden beim ersten Versuch mit 160 g (8 vH.) und wenn nötig beim zweiten Versuch mit 200 g (10 vH.) Wasser angemacht und im Mörtelmischer wie vorgeschrieben gemischt.

860 g des fertig gemischten Mörtels werden in die Druckform, deren Aufsatzkasten am unteren Rande mit 2 Nuten versehen ist, gefüllt und mit Hammerapparat von Böhme (mit Festhaltung nach Martens) mit 150 Schlägen eingeschlagen.

Nach dem Verhalten des Mörtels beim Einschlagen ist zu beurteilen, welcher Grenze der richtige Wasserzusatz am nächsten liegt; danach sind die Versuche mit verändertem Wasserzusatz fortzusetzen.

Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn zwischen dem 90. und 110. Schlage aus einer der beiden Nuten Zementbrei auszufließen beginnt.

Das Mittel aus 3 Versuchskörpern mit gleichem Wasserzusatz ist maßgebend und gilt sowohl für Anfertigung der Zug- als auch der Druckproben.

Der Austritt des Wassers erfolgt bei noch trockenem Aufsatzkasten langsamer als bei schon einmal benutztem, deshalb ist der Versuch bei erstmaliger Benutzung des Aufsatzkastens unsicher.

Die Beurteilung des Wasseranspruchs nach dem Schlammaustritt bei Zugproben ist unzuverlässig.

c) Herstellung der Probekörper.

Die Anfertigung der Probekörper aus Normenmörtel für die Zug- und Druckversuche soll wie folgt geschehen:

180 g des vorschriftsmäßig gemischten Mörtels werden in die Normalzugform und 860 g Mörtel in die Normalwürfelform gebracht und mit Hammerapparat unter Anwendung von 150 Schlägen eingeschlagen.

Die aus 500 g Zement und aus 1500 g Normalsand angemachte Mörtelmenge reicht zur Anfertigung von 2 Zugproben und 2 Druckproben aus.

Die Körper werden mit der Form auf nicht absaugender Unterlage in feucht gehaltene, bedeckte Kasten gebracht und die Zugproben nach etwa $^1/_2$ Stunde, die Druckproben nach etwa 20 Stunden entformt. 24 Stunden nach erfolgter Herstellung kommen die Körper aus dem Kasten unter Wasser von 15 bis 18° C., aus dem sie erst unmittelbar vor der Prüfung entnommen werden dürfen. —

Die Normalzugform ist die **8**-Form mit $2{,}22 \times 2{,}25 = 5$ cm² Zerreiß-, d. h. kleinstem Querschnitt in der Mitte. Die Normaldruckform ist der Würfel von 7,1 cm Kantenlänge = 50 cm² Querschnitt.

Als Normalapparat für die Zugfestigkeitsprüfung nach den preußischen Normen wird der Hebelapparat von Frühling-Michaelis benutzt. Als Druckfestigkeitsmaschine kann jede mechanisch oder hydraulisch betriebene Presse mit ausreichender Kraftleistung und genügend genauer Lastanzeige verwendet werden. In Zementlaboratorien viel in Gebrauch ist für diesen Zweck die Presse ven Amsler-Laffon mit etwa 30 t Kraftleistung (Bauart s. Büsing-Schumann. Der Portlandzement usw. 1905, S. 76).

In der Regel werden die Druckproben in der Weise in die Prüfungsmaschine eingesetzt, daß der Druck senkrecht zur Einschlagrichtung ausgeübt wird.

Wenn zuverlässige Ergebnisse bei den Festigkeitsversuchen erzielt werden sollen, ist es unerläßlich, daß die Festigkeitsprobiermaschinen von Zeit zu Zeit auf Richtigkeit ihrer Lastanzeige geprüft werden.

Um ein schnelleres Urteil über die Festigkeitseigenschaften der Zemente zu gewinnen, werden vielfach außer der 28 Tage-Probe auch 3- und 7 Tage-Proben ausgeführt; indessen lassen sich aus der 3- und 7 Tage-Festigkeit keine sicheren Schlüsse auf die weitere Erhärtung ziehen. Wie die Erfahrung lehrt, ist die Festigkeitszunahme, besonders die Zunahme der Zugfestigkeit, mit fortschreitendem Alter außerordentlich verschieden; während manche Zemente normales Wachsen der Zugfestigkeit zeigen, weisen andere, selbst im Anfange der Erhärtung (von 7 bis 28 Tagen) nur geringen Fortschritt, einige sogar Stillstand oder Rückgang der Zugfestigkeit auf. In späterem Alter zeigen fast alle Zemente hinsichtlich der Zunahme der Zugfestigkeit schwankenden Verlauf, indem sie von Zeit zu Zeit an Festigkeit ab- bezw. zunehmen. Die Druckfestigkeit hingegen pflegt stetig fortzuschreiten. Die Ursachen dieser Erscheinungen sind nicht völlig aufgeklärt. Bei einigen Zementen läßt sich jedoch nachweisen, daß der geringe Fortschritt der Zugfestigkeit auf Treibneigung (s. S. 24) zurückzuführen ist, wodurch Spannungen im Mörtelkörper erzeugt werden, die im Sinne der Zugbeanspruchungen wirken. Man darf indessen aus den schwankenden Festigkeitsveränderungen nicht ohne weiteres auf schlechte Qualität des Zementes schließen. Aus diesem Grunde ist auch die in den Lieferungsvorschriften einiger Länder (England, Amerika) enthaltene Bestimmung, daß der Zement während der Zeit von 7 bis 28 Tagen eine bestimmte Festigkeitszunahme zeigen soll, nicht gerechtfertigt.

Aus obengesagtem geht hervor, daß sich aus der Zugfestigkeit, die vielfach der Billigkeit und leichteren Handhabung der für ihre Feststellung benutzten Prüfungsapparate wegen allein ermittelt wird, keine unmittelbaren Schlüsse auf die Druckfestigkeit ziehen lassen; denn Zemente mit hoher Zugfestigkeit liefern eben nicht unbedingt hohe Druckfestigkeit und umgekehrt. Allgemein läßt sich sagen, daß Zemente mit niedriger Druckfestigkeit verhältnismäßig höhere Zugfestigkeit aufweisen, als solche mit hoher Druckfestigkeit (vergl. hierzu „Mitteilungen“ aus d. K. M. A. 1907, Heft 2).

Man hat früher allgemein das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit bei Normalmörtel zu 1 : 10 angenommen. Auch dies trifft keineswegs allgemein zu; das Verhältnis kann je nach den Erhärtungseigenschaften der Zemente innerhalb weiter Grenzen schwanken; außerdem ändert es sich für denselben Zement mit fortschreitendem Alter des Mörtels.

Die Festigkeiten des Zementes überhaupt schwanken naturgemäß innerhalb weiter Grenzen. Über die Festigkeitseigenschaften deutscher Portlandzemente neuester Erzeugung geben die Mitteilungen aus dem K. M. A. 1907, Heft 2 bemerkenswerten Aufschluß. Hiernach haben sich bei 100 im Jahre 1906 geprüften Portlandzementen folgende mittleren Mindest-, Größt- und Durchschnittswerte für die Normalfestigkeiten und das Verhältnis von Zug : Druck ergeben:

Tabelle 4.

Festigkeit von Portlandzement.

	Alter der Proben in Tagen					
	7	28	7	28	7	28
	Zugfestigkeit kg/cm²	Zugfestigkeit kg/cm²	Druckfestigkeit kg/cm²	Druckfestigkeit kg/cm²	Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit	Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit
Mindestwert	9,9	15,0	61	126	1 : 6,6	1 : 7,7
Höchstwert.	26,5	31,6	295	474	1 : 14,3	1 : 17,5[1])
Durchschnittswert . . .	**17,9**	**22,5**	**174**	**250**	**1 : 9,9**	**1 : 11,1**

Diese Zahlen beziehen sich, wie hervorgehoben sein möge, auf sogenannten Normenmörtel, d. h. auf eine Mischung aus 1 Gewtl. Zement und 3 Gewtl. Normalsand, und nicht auf reinen unvermischten Zement, weil es, wie oben schon (S. 27) betont, gebräuchlich ist, die Festigkeitseigenschaften lediglich nach der Mörtelfestigkeit zu beurteilen. Auch die Gründe hierfür sind S. 27 u. 28 angegeben. Wie berechtigt dieser Gebrauch ist, zeigt der Vergleich der Festigkeitswerte des reinen Zementes und des zugehörigen Normenmörtels in Tabelle 5 (S. 32), die aus Mitteilungen aus dem K. M. A. 1907, Heft 2 entnommen ist. Die Ergebnisse sind in Abb. 15 zeichnerisch dargestellt.

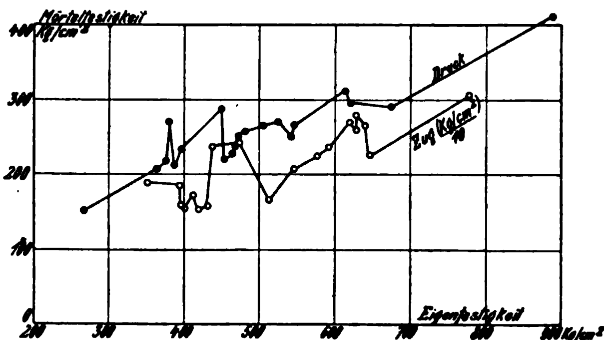


Abb. 15. Vergleich zwischen Festigkeit von reinem Zement und dem zugehörigen Normenmörtel.

Wie man bei der Auswahl der Zemente für den Betonbau auf das Verhalten beim Abbinden und die Raumbeständigkeit Rücksicht nehmen muß, so sind naturgemäß auch die Festigkeitseigenschaften in Betracht zu ziehen. Man tut gut, für genannten Zweck nur Zemente zu verwenden, die möglichst gleichmäßig fortschreitende Erhärtung aufweisen und bei sonst guten Eigenschaften zur Erreichung ausreichender Festigkeit den größten Zusatz an Magerungsstoffen vertragen.

[1]) Die höchsten Verhältniszahlen haben Zemente ergeben, die die Kochprobe nicht bestanden haben.

Tabelle 5.

Vergleich zwischen Eigen- und Mörtel- (Normen-) Festigkeit.

28 Tage alte Proben.

Probe-Nr.	Zugfestigkeit kg/cm²		Druckfestigkeit kg/cm²		Verhältniszahlen Eigenfestigkeit = 100	
	Eigenfestigkeit	Mischung 1 + 3	Eigenfestigkeit	Mischung 1 + 3	Zug	Druck
1	35,2	18,7	267	152	54	57
2	41,4	17,3	300	167	42	56
3	39,6	15,9	365	209	40	58
4	47,4	24,5	378	218	52	58
5	62,0	27,0	380	270	43	71
6	39,5	18,5	387	211	47	55
7	39,8	15,5	397	233	39	59
8	50,2	26,4	450	288	53	64
9	51,4	16,8	454	218	33	48
10	54,6	20,6	468	231	38	50
11	42,0	15,4	468	232	35	50
12	43,0	15,8	474	252	37	53
13	43,7	23,7	476	255	54	54
14	56,7	22,6	525	271	40	52
15	62,9	26,1	544	249	41	47
16	59,1	23,6	545	265	40	49
17	64,0	26,8	615	311	42	57
18	62,9	27,8	616	298	44	48
19	64,3	22,6	674	290	35	43
20	77,8	30,5	890	412	45	47

Solche hochwertigen Zemente werden in der Regel nicht billig sein; sie sind aber trotzdem wirtschaftlicher und geeigneter für die Betonbereitung als billigere minderwertige Sorten, denn sie gleichen den Mehraufwand an Beschaffungskosten durch die Möglichkeit höheren Sand- usw. Zusatzes bei gleichzeitiger Gewährleistung genügender Sicherheit reichlich wieder aus.

g) Reinheit. Vielfach werden dem Zement, entweder um ihm bestimmte Eigenschaften zu verleihen (andere Farbe, anderes Abbindevermögen) oder in sonstiger Absicht fremde Stoffe zugesetzt. Häufig enthalten auch Zemente von vornherein Bestandteile, die sich, wenn auch nicht in der Zusammensetzung, so doch im spezifischen Gewicht von dem gargebrannten Klinker unterscheiden (Halbbrand).

Der Nachweis, ob Fremdstoffe im Zement vorhanden sind, ist auf Grund der Analyse leicht, wenn diese Stoffe sich aus Bestandteilen zusammensetzen, die im normalen Portlandzement nicht vorkommen. Meist jedoch haben solche Stoffe die gleiche oder wenigstens annähernd gleiche Zusammensetzung wie der Portlandzement selbst. In solchen Fällen ist obige Feststellung schwierig und quantitativ nur möglich, wenn die Stoffe ein anderes spezifisches Gewicht als das Klinkermehl haben und sich der Menge nach mit Hilfe der sogenannten Schwebeanalyse von letzterem abscheiden lassen.

Hochofenschlacke, die sich z. B. in den sogenannten Eisenportlandzementen vorfindet,[1]) bestimmt man durch Trennung des leichten Schlackengrieses von dem schweren Zementklinkergries in spezifisch schweren Flüssigkeiten (Mischung von Methylenjodid

[1]) Nach den vom Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten herausgegebenen Lieferungsvorschriften darf der Gehalt an Hochofenschlacke 30 vH. nicht überschreiten.

und Terpentin) und Berechnung der Mengen beider Stoffe unter Zugrundelegung ihres Sulfidschwefelgehaltes und des Gehaltes des Gemisches an Sulfidschwefel (vergl. Mitteilungen aus dem K. M. A. 1905, Heft 1, Gary und v. Wrochem: Über den Nachweis freier Hochofenschlacke im Portlandzement).

Dieses Verfahren führt indessen nur dann zu zuverlässigen Ergebnissen, wenn sich Hochofenschlacke und Zementmehl durch diese Trennung jedes für sich rein gewinnen lassen.

C. Zuschlagstoffe.

I. Begriffsfeststellung und Arten der Zuschlagstoffe.

Da die Festigkeit des reinen Zementes in keinem Bauwerk voll zur Ausnutzung kommen würde, die Anwendung des reinen Zementes ferner auch nicht nur unverhältnismäßig teuer sein, sondern auch sogar große Nachteile nach sich ziehen würde, weil Zement im reinen Zustande nicht raum- und wetterbeständig ist, so werden dem Zement stets Magerungsmittel (Zuschlagstoffe) in Mengen, die den jeweiligen Umständen entsprechen, zugesetzt, und zwar für Mörtelzwecke ausschließlich kleinkörnige, für Betonzwecke klein- und grobkörnige oder auch Mischungen aus beiden Körnungen. Die Anwendung von Zuschlagstoffen ist also sowohl aus wirtschaftlichen, als auch technischen Gründen geboten, besonders beim Beton- und Eisenbetonbau, bei dem es sich meistens um Bauwerke größeren Umfanges handelt, die allen Anforderungen hinsichtlich der Festigkeit und Dauerhaftigkeit entsprechen müssen. Zweck der Zuschlagstoffe ist, die Eigenschaften des Zementes bezw. die der daraus in Verbindung mit Zuschlagstoffen hergestellten Mischungen so zu regeln, daß diese dem beabsichtigten Verwendungszwecke genügen. Der Wahl der Zuschlagstoffe ist daher ebenso wie der des Bindemittels besondere Sorgfalt zuzuwenden, denn ihre Beschaffenheit und Eigenschaften sind von fast ebenso großem Einfluß auf die spätere Festigkeit und sonstigen Eigenschaften der erstellten Mörtel und Betone wie die des Zementes.

Man wird im allgemeinen aus wirtschaftlichen Rücksichten an die Zuschlagstoffe gebunden sein, die in der Gegend vorkommen, in der das Bauwerk ausgeführt wird, indessen darf man keine Kosten sparen, um geeignete Stoffe auch von weiterher zu beschaffen, falls die vorhandenen den an sie zu stellenden Anforderungen nicht genügen und auch durch Vorbehandlung (Waschen, Sieben) nicht brauchbar gemacht werden können.

Als Zuschlag- und Füllstoffe für Mörtel und Beton kommen in Betracht:

1. Sand:
   a) natürlicher,
   b) künstlicher.
2. Kies (Geschiebe, Gerölle).
3. Steinschlag (Kleinschlag, Schotter):
   a) aus natürlichen Gesteinen (Granit, Basalt, Kalkstein usw.),
   b) aus künstlichen Steinen (Ziegel, Hochofenschlacke, Betonbruch usw.).
4. Rückstände verbrannter Kohle (Asche, Koks, Schlacke, Lösche).

Zu den Zuschlagstoffen ist auch das zum Anmachen des Mörtels oder Betons zu verwendende Wasser zu rechnen.

Es erübrigt sich, ausführlich auf Erläuterung der einzelnen Zuschlagstoffe und deren Unterscheidungsmerkmale einzugehen; letztere sind zumeist durch die unten besprochenen Eigenschaften gegeben.

Als **Sand** bezeichnet man ein loses Haufwerk von sehr feinen bis zu höchstens erbsengroßen Gesteinskörnern.

Der Sand aus natürlichem Gestein kommt teils als solcher in der Natur fertig vor, teils wird er aus natürlichem Gestein künstlich gewonnen (gebrochen). Natürlich vorkommende Sande sind Grubensand, Flußsand, See-(Dünen-)Sand.

Der Gesteinsart nach lassen sich unterscheiden: Quarzsand, Kalksand, Vulkansand, Bimssand, Granitsand, Basalt- und Dolomitsand usw.

Für die Mörtel- und Betonbereitung eignen sich nicht die Sande aus allen Gesteinsarten, weil entweder die Gesteine nicht die genügende Eigenfestigkeit haben, oder Eigenschaften besitzen, die sie für den genannten Zweck unverwendbar machen (wetterunbeständig usw.).

Als künstlicher Sand kommt nur Schlackensand in Frage, der durch Granulieren der beim Hochofenprozeß fallenden Schlacke gewonnen wird. In der Praxis findet die meiste Verwendung natürlicher Sand in Form von Quarzsand. In letzter Zeit hat sich jedoch auch der aus natürlichem Gestein gebrochene Sand (Steinmehl, Gries, Grus) in die Betonbereitung vielfach Eingang verschafft.

Haufwerke von Gesteinskörnern, die größer als Erbsen sind, pflegt man Kies zu nennen. Allerdings wird die Bezeichnung „Kies“ in der Praxis auch auf Gemenge angewendet, die aus Kiesstücken und Sand bestehen. Man kann auch beim Kies unterscheiden zwischen Fluß- und Grubenkies. Die gröberen Teile im Kies nennt man Geschiebe oder Gerölle. Als Ersatz für Kies dient der Steinschlag oder Schotter, gewonnen entweder durch Zerschlagen natürlicher oder künstlicher Steine. Besonders geeignetes Schottermaterial liefern die Hartgesteine (Granit, Porphyr, Quarzit, Grauwacke, Grünstein, Hornblendegesteine, Basalt sowie Kalkstein, Marmor und gute Sandsteine). Unverwendbar sind glasige Gesteine (Trachyte, Laven). Für untergeordnete Zwecke, besonders dann, wenn es nicht auf große Festigkeit ankommt, kann auch Steinschlag aus Ziegelsteinen verwendet werden; man tut jedoch gut, darauf zu achten, daß das Ziegelmaterial gleichmäßige Beschaffenheit (Festigkeit) besitzt. Unter Umständen sind als Zuschlagstoffe auch die Rückstände der Kohlen- und Müllverbrennung verwendbar.

2. Eigenschaften von Sand, Kies, Schotter.

Die verschiedenen Zuschlagstoffe (Magerungsmittel) unterscheiden sich nach äußerer Beschaffenheit, Korngröße, Kornform und Kornoberflächenbeschaffenheit, nach Dichte des Haufwerks (Dichtigkeits-, Undichtigkeitsgrad, Gehalt an Hohlräumen) und nach ihrer Kornzusammensetzung und chemischen Beschaffenheit. Die Beurteilung der Magerungsmittel hat demnach nach folgenden Eigenschaften zu geschehen:

a) Kornbeschaffenheit:
   1. Korngröße,
   2. Form,
   3. Oberflächenbeschaffenheit.

b) Dichtigkeitsverhältnisse des Haufwerkes:
   1. Raumgewicht,
   2. Spezifisches Gewicht,
   3. Dichtigkeitsgrad,
   4. Undichtigkeitsgrad (Gehalt an Hohlräumen),
   5. Kornzusammensetzung.

c) Chemische Beschaffenheit:

1. Gehalt an lehmigen (erdigen oder tonigen),
2. Gehalt an anderen schädlichen Bestandteilen,
3. Gehalt an aufschließbaren Silikaten.

d) Festigkeit und physikalische Eigenschaften:

1. Druckfestigkeit,
2. Wasseraufnahmefähigkeit (Porosität),
3. Frost- (Wetter-) Beständigkeit,
4. Feuerbeständigkeit.

a) Kornbeschaffenheit. Hinsichtlich der Größe des Korns unterscheidet man feines, mittleres und grobes Korn. Unter feinem Korn sind diejenigen Teile zu verstehen, die etwa noch durch ein Sieb von 120 Maschen auf 1 cm² hindurchgehen, unter Mittelkorn solche, die noch das 7 mm-Sieb passieren, und unter grobem Korn alles das, was auf diesem Siebe liegen bleibt. Die Größe des Korns ist auch maßgeblich für die Benennung des Zuschlagstoffes insofern, als man Körner, die noch durch das 7 mm-Sieb fallen, als Sand, das auf dem Sieb Zurückbleibende als Kies bezeichnet; indessen ist eine scharfe Grenze zwischen beiden Zuschlagarten allgemein noch nicht festgelegt. Solche Festlegungen oder Vereinbarungen wären im Interesse der Einheitlichkeit der Ausdrucksweise aber sehr erwünscht. Von der Größe des Korns hängt die Verwendbarkeit des Zuschlagstoffes insofern ab, als das feine Korn (Sand) im allgemeinen nur zu Mörtelzwecken (Fein- und Rauhputz), das grobe in Verbindung mit dem feinen zu Betonzwecken (Stampfbeton und Eisenbeton) geeignet ist.

Für Stampfbeton darf das Korn des Zuschlages verhältnismäßig große Abmessungen aufweisen; man wird Stücke bis zu Kindesfaustgröße ohne Bedenken zulassen können. Nach Büsing und Schumann (Der Portlandzement und seine Anwendung usw.) ist als größtes Korn bei Kies etwa 50 mm anzunehmen, während die größten Stücke von Schotter noch durch einen Ring von 50 bis 70 mm Durchmesser oder ein Loch von 50 bis 60 mm im Geviert fallen sollen.

Zur Bereitung von Eisenbeton darf das Korn eine gewisse Größe nicht überschreiten, erstens um innigeres Anliegen des Betons an den Eiseneinlagen zu erzielen, und zweitens, weil die oft geringen Abstände der Eiseneinlagen voneinander von vornherein die Verwendung gröberer Stücke ausschließen. Im allgemeinen wird man Stücke bis zu Walnußgröße (etwa 2 cm Durchmesser) noch zulassen, sich aber im einzelnen Falle nach der Größe des Abstandes der Eiseneinlagen richten. Die Erläuterungen zu den „Vorläufigen Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ schreiben daher auch vor, daß Menge und Korngröße der Steinzuschläge zu Mörtel im Beton sich nach der Dicke der Eiseneinlagen sowie nach deren Abständen voneinander und von der Außenkante des Betonkörpers richten müssen. Nach diesen Erläuterungen kann z. B. für Eisenbetonkörper mit größeren Abmessungen und stärkeren Eiseneinlagen in Abständen von etwa 40 mm der Beton bestehen aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand bis 5 mm und 3 Teilen Kiessteinen oder Hartgesteinzuschlägen von 5 bis 25 mm Korngröße. In der Zugzone verwendet man besser nur Größen von 5 bis 10 mm.

Von der Korngröße hängt natürlich auch die Gesamtoberfläche der mit dem Bindemittel zu verkittenden Sandkörner ab. Zur Erzielung gleich guter Mischung erfordert deshalb der feinkörnige Zuschlagstoff größere Bindemittelmengen als der grobkörnige.

Der Einfluß der Korngröße auf die Festigkeit des Mörtels oder Betons äußert sich insofern, als das feine Korn höhere Zugfestigkeit, das grobe höhere Druckfestigkeit verursacht.

Über den Einfluß der Kornform des Zuschlagstoffes auf die Eigenschaften des daraus hergestellten Mörtels oder Betons, sind die Ansichten geteilt. Einige bevorzugen das splitterige, andere das runde Korn. Das Vorurteil gegen das runde Korn ist jedenfalls nicht gerechtfertigt, denn wie vergleichende Versuche mit Sanden verschieden gestalteten Korns ergeben haben, liefern rundkörnige Sande unter Umständen höhere Druckfestigkeiten als eckige (vergl. Gary, Mitteilungen aus dem K. M. A. 1898, S. 131). Die Zugfestigkeit wird allerdings durch die scharfkantige Form günstiger beeinflußt. Da es aber beim Betonbau in erster Linie auf Druckfestigkeit ankommt, wird man solche Zuschlagstoffe bevorzugen, die auf die Druckfestigkeit günstig einwirken. Maßgebliches Urteil hierüber wird jedoch erst auf Grund genügend umfangreicher Versuche mit Zuschlagstoffen verschiedener Kornform zu gewinnen sein.

Rundes Korn ist bei der Verarbeitung leichter zu mischen und zu stampfen als eckiges, weil ersteres, da es der Bewegung des Betons leichter folgt, sich beim Stampfen besser in den Mörtel einbetten läßt.

Man darf die Begriffe rundliches Korn jedoch nicht als gleichbedeutend mit Korn von glatter Oberfläche ansehen, denn runde Zuschlagkörner können sehr wohl rauhe Oberfläche haben. Korn mit rauher Oberfläche wird in allen Fällen zu bevorzugen sein, weil es bessere Verkittung und größeren Widerstand gegen Verschieben gewährleistet.

In der Baupraxis unterscheidet man noch, was den Sand anbetrifft, zwischen sogenanntem „scharfen“ und „weichen“ Sand. Die Unterscheidung zwischen scharf und weich geschieht lediglich nach dem Gefühl in der Hand und hängt vorwiegend mit der Oberflächenbeschaffenheit des Korns zusammen. Man versteht unter scharfen Sand solchen, der beim Zerdrücken in der Hand ein knirschendes Geräusch verursacht, er hat vorwiegend eckiges, nicht zu feines Korn und zeichnet sich durch große Reinheit aus; weicher Sand hingegen läßt sich zwischen den Fingern ohne Geräusch zerreiben und besteht vorwiegend aus feinen runden Körnern, denen mehr oder weniger große Mengen erdiger Bestandteile untermischt sind. Naturgemäß wird der scharfe Sand bevorzugt.

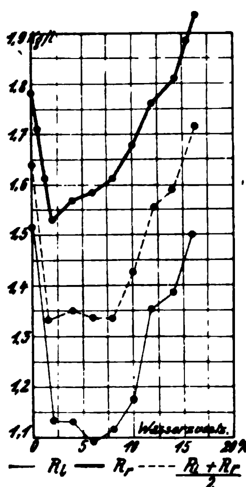


Abb. 16. Einfluß des Wassergehaltes auf die Raumgewichte von Mauersand.

b) Dichtigkeitsverhältnisse. Das Eigengewicht der Zuschlagstoffe ist insofern von Bedeutung, als von ihm das Eigengewicht des daraus hergestellten Mörtels und Betons abhängig ist. Für die Mörtelbereitung sind die Gewichte mehr oder weniger bedeutungslos, während sie bei der Bearbeitung von Beton oft eine Rolle spielen. Bei der Herstellung gewisser Bauteile, bei denen es auf die Erzielung geringen Gewichtes ankommt, z. B. bei Decken, wird man auf das Gewicht der Zuschlagstoffe gebührend Rücksicht nehmen müssen.

Zu unterscheiden ist auch hier wie bei den Bindemitteln zwischen Raum- und spezifischem Gewicht.

Für die Beurteilung des Eigengewichtes der Zuschlagstoffe kommt in erster Linie das Raumgewicht in Frage. Die verschiedenen Arten von Zuschlagstoffen sind in ihren Gewichtsverhältnissen, insbesondere in bezug auf das Raumgewicht, außerordentlich verschieden.

Das Raumgewicht ist abhängig vom spezifischen Gewicht und der Körnung des Zuschlagstoffes. Beim gleichen Material kann es außerdem verschieden sein, je nach der Dichte des

Haufwerks, d. h. der jeweiligen Anpassung der Körner aneinander und je nach dem Wassergehalt.

Der Einfluß des Wassergehaltes auf das Raumgewicht von Sand (Berliner Mauersand) erhellt aus den Zahlen der Tabelle 6 und aus der zeichnerischen Darstellung dieser Werte in Abb. 16 (s. Mitteilungen aus dem K. M. A. 1906, Heft 6, Seite 299).

Tabelle 6.

Litergewichte von Berliner Mauersand bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt.

Wasserzusatz	trocken	2 vH.	4 vH.	6 vH.	8 vH.	10 vH.	12 vH.	14 vH.	16 vH.
R_l	1,515	1,132	1,130	1,092	1,115	1,172	1,357	1,387	1,500
R_r	1,762	1,530	1,570	1,583	1,616	1,674	1,762	1,800	1,923
$\frac{R_l + R_r}{2}$	1,639	1,331	1,350	1,338	1,366	1,423	1,559	1,591	1,712

Die Gewichte bedeuten kg und sind in einem geteilten Glasgefäß von 1 l Inhalt ermittelt.

Hiernach verringert sich das Raumgewicht des ursprünglich trockenen Sandes bis zu bestimmtem Wassergehalt und erhöht sich dann wieder mit zunehmendem Wassergehalt.

Für die Bestimmung des Raumgewichtes von Zuschlagstoffen ist ein allgemein gebräuchliches Verfahren noch nicht festgelegt. Im Königlichen Materialprüfungsamt wird das Raumgewicht von Sanden im eingelaufenen (R_l), eingerüttelten (R_r) und eingefüllten (R_f) Zustande bestimmt. Die verwendeten Apparate und Verfahren sind die gleichen wie bei der Prüfung der Bindemittel (s. S. 18). Kiese und Schotter usw. werden im allgemeinen nur im eingelaufenen Zustande geprüft, indem man das Material in ein Gefäß von 10 Litern Inhalt einfüllt und das Gewicht feststellt. Hierbei wird möglichst diejenige Dichte des Haufwerks angestrebt, die der Stoff etwa bei zwangloser Schüttung in der Praxis haben würde.

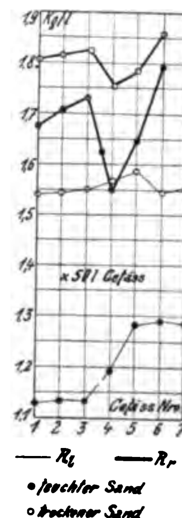


Abb. 17. Einfluß von Form und Größe des Meßgefäßes auf Ergebnis der Raumgewichtsbestimmung.

Von erheblichem Einfluß auf das Ergebnis der Raumgewichtsbestimmung ist die Form und Größe des Gefäßes, das zur Prüfung benutzt wird. Auch hierüber sind in den Mitteilungen aus dem K. M. A. 1906, Heft 6, Seite 299 Ergebnisse veröffentlicht und in Tabelle 7 und Abb. 17 wiedergegeben.

Berücksichtigt man die vorstehend erwähnten Beeinflussungen der Raumgewichtsbestimmung, so ergibt sich ohne weiteres, daß es schwierig ist, bestimmte Grenzwerte für das Raumgewicht der Zuschlagstoffe festzulegen. Eine Reihe von Werten für die Raumgewichte verschiedener Zuschlagstoffe, die unter Anwendung des gleichen Prüfungsverfahrens (Einfüllen in ein 10 Liter-Gefäß) ermittelt wurden, sind in Tabelle 8 angegeben.

Tabelle 7.

Litergewicht von Sand (feucht und trocken), ermittelt in verschiedenen Gefäßen.

Mittelwerte aus je 3 Einzelversuchen.

Art der Gefäße	Feuchter Sand[1]		Trockener Sand	
	Gewicht für 1 l Sand in kg			
	eingefüllt (eingelaufen)	eingerüttelt	eingefüllt (eingelaufen)	eingerüttelt
1. 1 Liter-Gefäß (französische Form), 8,2 cm hoch, 12,5 cm Durchm.	1,128	1,672	1,540	1,802
2. 1 Liter-Gefäß (schweizer. Form), 9,6 cm hoch, 11,5 cm Durchm.	1,131	1,709	1,545	1,816
3. 1 Kubikdezimeter, 10 × 10 × 10 cm	1,132	1,731	1,549	1,825
4. Graduiertes Glasgefäß, $^1/_2$ l, 28 cm hoch, 4,8 cm Durchm.	1,190	1,552	1,568	1,754
5. Graduiertes Glasgefäß, 1 l, 33 cm hoch, 6,4 cm Durchm.	1,281	1,644	1,589	1,785
6. 1 Liter-Gefäß (deutsche Form), 16,7 cm hoch, 8,7 cm Durchmesser	1,291	1,795	1,545	1,859
7. 10 Liter-Gefäß, 18,2 cm hoch, 27 cm Durchm.	1,286	—	1,557	—
8. 50 Liter-Gefäß, 30 cm hoch, 46 cm Durchm.	1,392	—	—	—

Tabelle 8.

Raumgewichte verschiedener Zuschlagstoffe.

Sand		Kies (Kiessand)		Schotter	
Schlackensand[2]	0,686	Kies	1,400	Koks	0,730
Bimssand[3]	0,737	„	1,420	Ziegelsteinschlag	0,990
Berliner Mauersand	1,310	Luckenwalder Grubenkies	1,490	„	1,030
Schlackensand[4]	1,310	Spreehagener Flußkies	1,470	Betonschlacke	1,290
Grand	1,320	Oderkies	1,500	Feine Schlacke	1,390
Mauersand	1,340	Elbkies	1,550	Grobe „	1,540
„	1,350	Neißekies	1,590	Granitschotter	1,250
Rheinsand (7 mm)	1,340	Storkower Flußkies	1,540	„	1,410
„ entfeint	1,480	Kies	1,640	Basaltschotter	1,350
Isarsand (7 mm)	1,440	„	1,660	Kiesel	1,530
„ gewaschen	1,490	Rheinkies (7 bis 25 mm)	1,490	Rheinkiesel	1,450
„ entfeint	1,570	Isarkies (7 bis 25 mm)	1,570	Isarkiesel	1,490
Normalsand	1,460				

Hiernach schwanken die Raum-(Liter-)gewichte, ermittelt im Anlieferungszustande (eingefüllt):

bei Sanden	zwischen 1,310 und 1,570 kg/l
bei Kiesen (Kiessanden)	zwischen 1,400 und 1,660 „
bei Schotter aus natürlichen Steinen	zwischen 1,250 und 1,530 „
desgleichen aus künstlichen Steinen	zwischen 0,990 und 1,030 „

[1]) Wassergehalt = ∾ 4,5 vH.

[2]) Geglüht bezw. getrocknet. [3]) 37,2 vH. Wassergehalt. [4]) Feucht.

Zur Bestimmung des spezifischen Gewichtes werden die Zuschlagstoffe in Pulverform gebracht; die Prüfung wird dann in der gleichen Weise wie die der Bindemittel (s. S. 19) ausgeführt.

Das spezifische Gewicht ist naturgemäß für das gleiche Material höher als das Raumgewicht. Tabelle Nr. 9 gibt die spezifischen Gewichte mehrerer Zuschlagstoffe an.

Tabelle 9.

Spezifische Gewichte (s) und Undichtigkeitsgrad (u) von Zuschlagsstoffen.

Sand			Kies (Kiessand)					Schotter		
Art	s	u	Art	Raumgewicht R_l[2])	Raumgewicht R_r[3])	s	u	Art	s	u
Normalsand	2,660	0,360	Oderkies . . .	1,755	1,986	2,620	0,240	Isarkies (7 bis 25 mm) .	2,660	0,300
Freienwalder Rohsand	2,660	0,290	Elbkies . . .	1,717	1,949	2,630	0,260	„ (25 bis 40 mm)	2,660	0,340
Mauersand	2,580	0,270	Trebbiner Kies	1,847	2,139	2,630	0,190	Rheinkies (7 bis 25 mm)	2,590	0,350
Isarsand (7 mm) . . .	2,620	0,180	Cunitzer „	1,748	2,007	2,630	0,240	„ (25 bis 40 mm)	2,590	0,380
„ gewaschen . .	2,610	0,200	Tasdorfer „	1,806	2,046	2,630	0,314	Granitschotter (15 bis		
„ entfeint[1]) . .	2,620	0,240	„ „	1,482	1,722	2,645	0,350	35 mm)	2,630	0,410
Rheinsand (7 mm) . .	2,630	0,280	Granitkies . .	1,573	2,059	2,590	0,210	Granit	2,60 bis 2,74	
„ entfeint[1]) .	2,630	0,300	Basaltkies . .	1,521	2,092	2,800	0,250	Porphyr	2,58 „ 2,63	
Quarzmehl	2,660	0,420						Melaphyr	2,60 „ 2,75	0,400 bis 0,500
Schlackensand . . .	2,890	0,330						Basalt	2,95 „ 3,10	
„ . . .	2,970	0,360						Kalkstein	2,70 „ 2,74	
Bimssand	2,460	0,760						Grauwacke	2,69 „ 2,78	
								Ziegel	2,45 „ 2,70	

Hiernach schwankt das spezifische Gewicht:

bei Sanden (Quarzsanden)	zwischen	2,580	bis	2,660
„ Kiesen	„	2,620	„	2,645
„ Schotter aus natürlichen Gesteinen	„	2,580	„	3,100
„ Steinschlag aus Ziegeln	„	2,450	„	2,700.

Das spezifische Gewicht der verschiedenen Zuschlagstoffe zeigt demnach, wenn man von den außerordentlich hohen Werten für Basaltsteinschlag und Hochofenschlacke absieht, nur verhältnismäßig geringe Schwankungen.

Das Verhältnis $\frac{\text{Raumgewicht } (r)}{\text{spez. Gewicht } (s)}$ ergibt den Dichtigkeitsgrad ($\mathfrak{d}$), die Differenz $1-\mathfrak{d}$ den Undichtigkeitsgrad u, also den Gehalt des Zuschlagstoffes an Hohlräumen.

Vielfach wird der Undichtigkeitsgrad von Füllstoffen auch durch Messung in anderer Weise bestimmt. Man füllt ein Meßgefäß bis zum Rande mit dem Zuschlagstoff und begießt diesen dann mit Wasser, bis das Gefäß wieder bis zum Rande gefüllt ist. Die Menge des zugesetzten Wassers soll dann als Maß für den Gehalt an Hohlräumen dienen. Dieses Verfahren führt jedoch zu durchaus unrichtigen Werten, da beim Eingießen des Wassers Luftblasen zwischen den Körnern des Stoffes verbleiben, so daß man den Gehalt an Hohlräumen zu gering ermittelt. Um einwandfreie Ergebnisse zu erzielen, muß man umgekehrt vorgehen, indem man zunächst eine dem Gehalt an Hohlräumen ungefähr entsprechende Menge Wasser in das Meßgefäß eingießt und hiernach das Material nachfüllt. Handelt es sich hierbei um poröse, Wasser aufsaugende Füllstoffe (Schotterstücke usw.), so müssen diese vorher wassersatt gemacht werden.

[1]) Das Feinste wurde durch Absieben auf dem 20-Maschensiebe entfernt. [2]) Eingefüllt. [3]) Eingerüttelt.

Sollen verschiedene Zuschlagstoffe hinsichtlich der Dichtigkeitsverhältnisse miteinander verglichen werden, so müssen die Stoffe in gleichem Zustande, bis zur Gewichtsgleichheit getrocknet, sowie unter Anwendung des gleichen Verfahrens (am besten im eingerüttelten Zustande, bei dem die dichteste Lagerung erzielt wird) geprüft werden.

Nach einheitlichem Verfahren gefundene Werte für den Undichtigkeitsgrad (Gehalt an Hohlräumen) verschiedener Zuschlagstoffe sind in obiger Tabelle 9 angegeben. Hiernach schwankt der Gehalt an Hohlräumen (bezogen auf 1 Liter eingerüttelt):

bei Quarzsanden	zwischen	180	und	360	cm³
„ Kies	„	190	„	350	„
„ Schotter (runde Kiesel)	„	400	„	500	„
„ Steinschlag aus Bruch- und Ziegelsteinen	„	400	„	500	„

Von größter Bedeutung für die Beurteilung der Zuschlagstoffe ist die Kornzusammensetzung, d. h. das Verhältnis der Abstufungen in den Korngrößen des Haufwerkes, weil hiervon die Dichtigkeits- und Festigkeitsverhältnisse des aus den Zuschlagstoffen hergestellten Mörtels und Betons abhängig sind. Martens hat diese Frage in seiner Arbeit „Betrachtungen über Zementmörtel und Beton" (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1897, 2. Heft, S. 89) erschöpfend behandelt. Er kommt zu folgendem Schlußergebnis:

„Vorausgesetzt, daß das Bindemittel wesentlich teurer ist als das Füllmaterial des Mörtels, so ist die größte Sparsamkeit jedenfalls dann zu erreichen, wenn die Lagerung der Körner im Mörtelskelett (bis zu einer durch die Eigenschaften des Bindemittels gegebenen Grenze) möglichst dicht wird. Je geringer der Undichtigkeitsgrad des Sandes (Kieses) im Mörtel (Beton), desto geringer der Bindemittelverbrauch.

Um diese dichte Lagerung zu erreichen, müssen die Korngrößen, sowie die Zahl der Körner in den einzelnen Größenklassen in bestimmten Verhältnissen zueinander stehen, so daß die aufeinanderfolgenden Größen immer gerade in den Lücken zwischen den gröberen Körnern Platz haben. Das kann natürlich praktisch nur annähernd erreicht werden, aber man erkennt, welchen Wert die Bestimmung der Korngröße, der Menge der Körner in jeder Größenklasse und des Undichtigkeitsgrades von Sand und Kies hat.

Die Form der Sand- und Kieskörner (Steinschlag noch mehr) weicht aber erheblich von der Kugelgestalt ab, und es ist daher schwer, durch Rechnung auch nur angenähert zu den vorteilhaftesten Abstufungen in den Korngrößen zu gelangen. Indessen man kann auf empirischem Wege der Sache nahe kommen. Durch scharfes Aussieben des zu untersuchenden Sandes (Kieses) kann eine Reihe von Korngrößen abgesondert und bei diesen für sich der Undichtigkeitsgrad bestimmt werden. Die mittlere Korngröße und die Anzahl der Körner in der Raumeinheit läßt sich durch Auswiegen einer bestimmten Anzahl Körner (100 oder 1000) ermitteln, und aus der Zahl der Lücken und dem Undichtigkeitsgrade kann die Gesamtgröße des von den kleineren Körnern auszufüllenden Raumes gefunden werden. Dieser Raum dient dann zur Schätzung für die Abmessungen der zweiten Korngrößen usw.

Aus mehreren Reihen von solchen Untersuchungen würde sich schließlich auf zeichnerischem Wege eine Korngrößenreihe aufstellen lassen, die zu der dichtesten Lagerung der Kornmasse führt und den meisten praktischen Verhältnissen entspricht.

Die Ausfüllung der Lücken durch immer kleinere Körner kann aber wieder nur bis zu bestimmten Grenzen geführt werden, die sich nur durch den Versuch bestimmen lassen. Sie darf nur so weit getrieben werden, daß das Haufwerk von Körnern zwischen sich von den breiförmig angemachten Bindemitteln so viel aufnehmen kann, daß der beste Verkittungszustand, d. h. die größte Dichtigkeit oder größte Festigkeit erreicht wird.

Man erkennt hieraus leicht, daß es eine Grenze für die Hinzufügung feinen Sandes zu dem Mörtel geben muß, einen Punkt, von dem ab unter Umständen dieErfahrung, daß durch Hinzufügung sehr feinen Sandes die Festigkeit verbessert wird, sich umkehrt."

Diese an Hand theoretischer Erwägungen sich ergebenden Schlüsse finden durch praktische Erfahrungen vollauf Bestätigung; denn Sande mit gleichmäßigem (feinem oder grobem) Korn liefern geringere Ausbeute und niedrigere Festigkeiten als gemischtkörnige Sande von sonst gleicher Art. Auf die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe muß daher namentlich bei der Betonbereitung, wo es sich gewöhnlich um große Mengen zu verarbeitender Materialien handelt, in erster Linie Rücksicht genommen werden.

Die Bestimmung der Kornzusammensetzung geschieht durch Sieben des Zuschlagstoffes und Zerlegung des Haufwerkes nach den verschiedenen Korngrößen. Im Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde sind zur Zerlegung der feinen Körner Siebe mit 900, 600, 324, 120, 60, 20, 9, 4 Maschen auf 1 cm^2 und für die Absiebung des groben Kornes solche mit 7, 10, 15, 25, 40 und 60 mm im Geviert Maschenweite im Gebrauch. Bei der Prüfung bringt man eine bestimmte Menge Zuschlagstoff zunächst auf das feinste anzuwendende Sieb und siebt das feinste Korn vollständig ab. Der verbleibende Rückstand wird gewogen und auf das nächstgröbere Sieb gebracht usw. Man ermittelt auf diese Weise zunächst die Gesamtrückstände auf jedem einzelnen Siebe und berechnet aus der Differenz je zweier aufeinanderfolgender Rückstände den Rückstand zwischen je zwei Sieben. Zur besseren Veranschaulichung werden die letzteren Werte zeichnerisch dargestellt.

Tabelle 10.

Kornzusammensetzung verschiedener Kiese.

Kiessorte	Rückstand in vH.	Siebe mit der übergeschriebenen Anzahl Maschen auf 1 cm^2									
		20 mm Maschenweite	1	4	9	20	60	120	324	900	S[1])
Oderkies	Gesamt-auf den Sieben	0,0	6,5	26,0	39,0	51,0	67,5	80,0	95,5	99,7	
	Zwischen je 2 Sieben	0,0	6,5	19,5	13,0	12,0	16,5	12,5	15,5	4,2	0,3
Elbkies	Gesamt-auf den Sieben	3,6	10,3	21,7	28,7	37,5	57,9	77,1	96,1	99,7	
	Zwischen je 2 Sieben	3,6	6,7	11,4	7,0	8,8	20,4	19,2	19,0	3,6	0,3
Grubenkies aus Trebbin	Gesamt-auf den Sieben	13,4	23,2	36,5	42,7	49,5	59,2	64,3	76,6	84,9	
	Zwischen je 2 Sieben	13,4	9,8	13,3	6,2	6,8	9,7	5,1	12,3	8,3	15,1
Grubenkies aus Cunitz	Gesamt-auf den Sieben	4,8	11,6	22,1	26,8	32,3	46,6	64,9	84,2	93,4	
	Zwischen je 2 Sieben	4,8	6,8	10,5	4,7	5,5	14,3	18,3	19,3	9,2	6,6
Grubenkies aus Tasdorf	Gesamt-auf den Sieben	17,3	23,2	33,6	39,6	47,6	64,4	75,9	89,4	94,8	
	Zwischen je 2 Sieben	17,3	5,9	10,4	6,0	8,0	16,8	11,5	13,5	5,4	5,2

[1]) Durchgang durch das feinste Sieb (Siebfeinstes).

In Tabelle 10 ist die Kornzusammensetzung verschiedener Kiese wiedergegeben und in Abb. 18 zeichnerisch dargestellt.

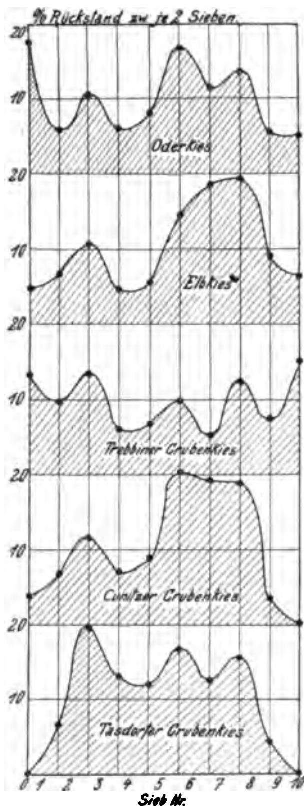


Abb. 18. Kornzusammensetzung verschiedener Kiese.

Sieb Nr.		
0	=	Rückstand auf dem größten Sieb
1	=	Sieb mit Maschen von 2 cm linearer Weite
2	=	Sieb mit 1 Masche auf 1 cm²
3	=	„ „ 4 „ „ 1 „
4	=	„ „ 9 „ „ 1 „
5	=	„ „ 20 „ „ 1 „
6	=	„ „ 60 „ „ 1 „
7	=	„ „ 120 „ „ 1 „
8	=	„ „ 324 „ „ 1 „
9	=	„ „ 900 „ „ 1 „
10	=	Durchgang durch das 900 cm²-Maschensieb.

c) Chemische Beschaffenheit. Die chemische Beschaffenheit der Zuschlagstoffe ist insofern von Einfluß auf die Eigenschaften des daraus erstellten Mörtels oder Betons, als von ihr der Grad der Verkittung zwischen Zuschlagstoff und Bindemittel und damit der Zusammenhang des Ganzen abhängig ist.

In dieser Beziehung ist der Gehalt des Zuschlagstoffes an erdigen bezw. lehmigen oder tonigen Bestandteilen besonders wichtig. Es ist bekannt und durch Versuche nachgewiesen, daß diese Bestandteile unter Umständen das Haften des Bindemittels an den Körnern und damit die Verkittung der Körner untereinander ungünstig beeinflussen. Es ist jedoch hinsichtlich der ungünstigen Wirkungen nicht einerlei, ob diese Stoffe fest an den Körnern haften, oder ob sie nur lose im Zuschlagstoff vorhanden sind. Nur im ersteren Falle ist ungünstige Beeinflussung zu befürchten und Waschen der Zuschlagstoffe geboten. Es wäre unrichtig, von vornherein etwa lose vorhandene erdige Beimengungen auszuwaschen, da solche nicht schädlich sind, beim Waschen aber auch feine Sandteilchen, die gut zur Füllung der Hohlräume mit beitragen, mit abgeschlämmt würden.

Inwieweit in den einzelnen Fällen solche Beimengungen auf die Erhärtung des Mörtels oder Betons schädlich wirken, kann nur durch den Festigkeitsversuch ermittelt werden. Die Bestimmung des Gehalts an erdigen Bestandteilen geschieht durch Abschlämmen.

Sehr schädlich auf die Festigkeit des Betons wirken auch humus- oder torfartige Stoffe ein, weil die Humussäuren mit dem Kalk des Zementes weiche Kalkhumusseifen bilden, die die Erhärtung behindern. Ähnlich wirken auch kohlige, halbverbrannte Stoffe, die sich zuweilen im Flußkies vorfinden und von den Betriebsrückständen der Dampfschiffe herrühren. Auch der in manchen Sanden vorkommende Schwefelkies ist von nachteiligem Einfluß auf die Erhärtung; er ist erkennbar an seinem glänzenden metallischen Aussehen, darf jedoch nicht mit Glimmer verwechselt werden.

Wenig oder gar nicht verwendbar zur Betonbereitung ist solcher Ziegelsteinschlag, der große Mengen an löslichen (auswitterbaren) Salzen oder Ätzkalk in Stückform enthält. Erstere sind zwar für die Erhärtung des Mörtels oder Betons nicht schädlich, wittern aber aus, sobald der Beton trocknet, und beeinträchtigen sein Aussehen. Die Ätzkalkstückchen dagegen löschen durch Wasseraufnahme allmählich ab und können, indem sie hierbei ihren Rauminhalt vergrößern, zu Absprengungen Anlaß geben.

Hochofenschlacken sind wenig geeignet, wenn sie Sulfidschwefel enthalten, da dieser bei Gegenwart von Feuchtigkeit sich zu schwefelsaurem Kalk (Gips) umbildet,

der bekanntlich zum Treiben Veranlassung gibt. Die Erfahrungen darüber, wie weit diese Sulfide, besonders auch auf das Eisen im Beton, schädlich wirken, sind jedoch noch nicht abgeschlossen.

Auch bei Verwendung von Kohlenlösche (Schlacke) ist Vorsicht geboten; sie kann Kalk im gebrannten Zustande enthalten, der ebenso wie der Ätzkalk bei den Ziegelsteinen Wasser aufnimmt und treibt. Man tut deshalb gut, möglichst nur Schlacke zu verwenden, die einige Zeit gelagert hat, um Gewißheit dafür zu haben, daß etwaiger Kalk in der Schlacke bereits abgelöscht ist, oder man muß die frische Schlacke vor der Verarbeitung mit Wasser übergießen und so etwa vorhandenen Ätzkalk ablöschen.

Viele Zuschlagstoffe enthalten Kieselsäure in aufgeschlossener Form, die fähig ist, bei Gegenwart von Kalk ein hydraulisches Bindemittel zu bilden, und so zur Erhärtung beiträgt. Solche Zuschlagstoffe sind: Bimssand, Vulkansand, Schlackensand usw.

d) Festigkeit und physikalische Eigenschaften. Die Verwendbarkeit der Zuschlagstoffe zur Mörtel- oder Betonbereitung ist auch abhängig von ihrer Festigkeit. In der Regel wird man verlangen müssen, daß die Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe mindestens so groß oder größer ist als die Festigkeit, die man für den aus ihnen hergestellten Mörtel oder Beton in Rücksicht auf dessen Verwendungszweck beanspruchen muß, es sei denn, daß an diese Betonfestigkeit keine besonderen Ansprüche gestellt werden, beispielsweise bei solchem Beton, der in Teile der Bauwerke verlegt wird, die keine hohen Druckspannungen aufzunehmen haben. So verwendet man mit gutem Erfolg Schlackenbeton und besonders Bimsbeton als Material für die Zuggurtung (Zugzone) von Eisenbetondecken oder Unterzügen.

Für Herstellung festen Betons wird man jedoch Zuschlagstoffe mit geringer Eigenfestigkeit, z. B. weiche Sandsteine und schlecht gebrannte Ziegelsteine, nicht verarbeiten. Im übrigen besitzen die in der Regel zur Betonbereitung verwendeten Zuschlagstoffe so hohe Eigenfestigkeiten, daß sie unbedenklich und auch ohne Vorprüfung benutzt werden können.

Neben der Festigkeit muß man jedoch auch das Wasseraufnahmevermögen der Zuschlagstoffe berücksichtigen. Stoffe, die zu viel Wasser aufnehmen, wie poröse Ziegel und Sandsteine, sind ebenso ungeeignet wie solche, die infolge ihrer glasigen Beschaffenheit, z. B. Trachyte und Laven, überhaupt kein Wasser aufsaugen und infolgedessen auch keine genügend feste Verkittung mit dem Bindemittel eingehen.

Von den Zuschlagstoffen muß man ferner selbstverständlich auch fordern, daß sie frost- und wetterbeständig sind. Bei der ausgedehnten Verwendung des Eisenbetons, namentlich auch im Inneren von Gebäuden, ist es auch von besonderer Wichtigkeit, daß die Zuschlagstoffe im Feuer und beim Bespritzen im erhitzten Zustande mit Löschwasser genügend widerstandsfähig sind. Kalksteinschotter z. B. wird man deshalb zur Herstellung von Bauteilen, die dem Feuer ausgesetzt werden können, ausschließen müssen, weil die Kalksteinstücke durch das Erhitzen in Ätzkalk übergeführt werden und dieser bei der Berührung mit Wasser gelöscht wird und völlig zerfällt.

3. Wasser als Zuschlagstoff.

Auf die spätere Güte von Mörtel und Beton ist auch das zum Anmachen verwendete Wasser insofern von Einfluß, als durch seine Eigenschaften und Zusammensetzung die Erhärtungsfähigkeit des Bindemittels beeinträchtigt wird. Bei der Auswahl dieses Wassers muß man daher auf seine Zusammensetzung Rücksicht nehmen. Geeignet sind im allgemeinen Leitungswasser, Brunnenwasser, Regenwasser, sowie das Wasser aus nicht verunreinigten Gewässern (Flüsse, Seen, Talsperren). Zu vermeiden

sind stark gipshaltige, kohlensäure- und schwefelhaltige Gewässer, sowie solche, in denen sich Humusstoffe befinden. Meerwasser ist auch nicht besonders geeignet, weil es Salze enthält, die hygroskopisch sind und infolge dieser Eigenschaft das Bauwerk feucht halten, beim Trocknen auch ausblühen. Von der Verwendung auszuschließen sind ferner auch fett- und säurehaltige Abwässer aus Fabrikbetrieben.

D) Mörtel und Beton.

1. Begriffsfeststellungen.

Werden Bindemittel, Zuschlagstoffe und Anmachewasser miteinander vermengt, so entsteht ein Gemisch, das man je nach der Kornzusammensetzung der verwendeten Zuschlagstoffe entweder Mörtel oder Beton zu nennen pflegt.

Mörtel und Beton sind hiernach gleichartige Körper; sie haben infolgedessen die gleichen Eigenschaften, die auch durch gleiche Umstände nahezu in gleichem Maße beeinflußt werden. Da es sich im folgenden in der Hauptsache darum handelt, die Eigenschaften des Betons mit bezug auf seine Anwendung für den Eisenbetonbau zu besprechen, so ist der Kürze halber überall nur von Beton gesprochen, wenngleich das Gesagte sich in den meisten Fällen auch ohne weiteres auf den Mörtel übertragen läßt.

Im allgemeinen versteht man unter Mörtel Gemische aus Bindemittel und feinkörnigen Zuschlagstoffen (Sanden) und unter Beton solche aus Bindemittel und mehr oder weniger grobkörnigen Zuschlagstoffen. Den Übergang zwischen beiden bilden sogenannte Grobmörtel.

Genauer definiert ist Mörtel ein Gerippe aus mehr oder minder groben Sandkörnern, dessen Hohlräume durch ein zunächst plastisches, später erhärtendes Bindemittel (Zement) ausgefüllt sind, und Beton ein mehr oder minder grobkörniges Gerippe von Steinstücken, dessen Hohlräume durch zunächst plastischen, später erhärtenden Mörtel ausgefüllt werden.

Es ist hierbei zu bemerken, daß bei der Betonbereitung nicht immer, wie aus der Begriffserklärung geschlossen werden könnte, Schotter mit fertig bereitetem Mörtel gemischt wird, daß vielmehr vielfach, besonders, wenn Kiessand verwendet wird, in dem die feinkörnigen Sandteile für die Mörtelbereitung bereits enthalten sind, das Bindemittel ohne weiteres mit dem Zuschlagstoff vermengt wird.

Beim Beton unterscheidet man je nach der Art des Bindemittels: Zementbeton, Kalkbeton, Traßbeton, Gipsbeton, Asphaltbeton usw., nach der Art des Schotters: Kiesbeton, Schlackenbeton, Ziegelbeton usw. und nach der Art der Verarbeitung: Stampf-, Schütt- und Gußbeton.

Für Eisenbetonbauten kommt im wesentlichen nur Zementbeton in Frage. Die nachfolgenden Ausführungen gelten daher im wesentlichen auch nur für Zementbeton.

2. Eigenschaften.

Inwieweit der Beton durch die Eigenschaften seiner Bestandteile (Bindemittel, Zuschlagstoffe und Anmachewasser) beeinflußt wird, ist zum größten Teil schon in den vorhergehenden Abschnitten bei Besprechung der Eigenschaften der Einzelbestandteile eingehend erörtert.

Im folgenden sind die Beeinflussungen durch die Wahl des Mischungsverhältnisses und des Wasserzusatzes, ferner die Ausbeute, die Gewichtsverhältnisse, Erhärtung und Festigkeit, Verhalten gegen Frost und Feuer, Wasserdichtigkeit, Ausdehnung und Abnutzung zu besprechen.

a) Mischungsverhältnisse. Unter der Voraussetzung bestimmter Bestandteile, deren Eigenschaften man kennt, sind die Eigenschaften des aus ihnen hergestellten Betons zunächst abhängig von dem Mengenverhältnis, dem sogenannten Mischungsverhältnis, in dem die Bestandteile gemischt werden. In jedem Einzelfalle ist daher zu erwägen, welches Mischungsverhältnis am Platze ist. Im allgemeinen wird man sich hierbei nach dem Verwendungszweck des Betons und somit nach den Anforderungen richten, die an den erhärteten Beton hinsichtlich seiner Eigenschaften, besonders seiner Festigkeit, gestellt werden.

Bei der Festsetzung des Mischungsverhältnisses ist in der Regel der Bedingung zu genügen, daß im Mörtel die Hohlräume des Sandes vom Zement, im Beton die Hohlräume des Schotters vom Mörtel möglichst vollkommen ausgefüllt werden. Mit anderen Worten: die einzelnen Sandkörner oder Schotterstücke müssen satt mit dem Verkittungsmaterial umhüllt werden, so daß kein Stück mit dem anderen in unmittelbare Berührung kommt. Da Zufälligkeiten mehr oder weniger stets mitspielen, hat man es natürlich nicht in der Hand, dieses Ziel vollständig zu erreichen, es sei denn, daß man sehr fette Mischungen verwendet. Aus wirtschaftlichen Gründen, besonders auch weil die Festigkeit zu fetter Mischungen im Bauwerk nur unvollkommen ausgenutzt werden kann, arbeitet man in der Praxis jedoch meistens mit Mischungen, die nicht derart sind, daß der Zustand vollkommener Dichte erreicht wird.

Setzt man selbst die außergewöhnlich fette Mischung von 1 : 3 (1 Zement + 3 Teile Kiessand) nach Raumteilen und günstigsten Dichtigkeitsverhältnissen des Kiessandes voraus, so ergibt sich doch noch nicht vollkommene Dichtigkeit, wie aus nachstehender Berechnung hervorgeht:

Spezifisches Gewicht s des Zuschlagstoffes $= 2,65$

Raumgewicht eingerüttelt R_r . . . . . . $= 1,988$

mithin $u = 1 - \frac{R_r}{s}$ . . . . $= 0,250$

also 250 cm³ Hohlraum in einem Liter Kiessand. Dann enthalten 3 Liter Kiessand $3 \times 250 = 750$ cm³ Hohlräume.

Spezifisches Gewicht des Zementes s . . $= 3,1$

Raumgewicht für 1 Liter eingeschüttet R_s $= 1,40$[1])

desgl. für 1 Liter eingerüttelt R_r . . . $= 1,90$.

Somit füllt die Zementmenge von 1 Raumteil = 1,40 kg im eingerüttelten, dichtesten Zustande einen Raum von $\frac{1,40}{1,90 \times 1000} = 737$ cm³ aus, während 750 cm³ Hohlraum vorhanden sind.

Man hat sich in der Praxis in Deutschland, wie auch in den meisten anderen Ländern, daran gewöhnt, das Mischungsverhältnis von Bindemittel zum Zuschlagstoff in der Weise auszudrücken, daß man den Anteil an Bindemittel als Einheit und die Anteile an Zuschlagstoffen (Sand, Schotter usw.) als Vielfache dieser Einheit angibt, z. B. 1 : 3, 1 : 4 oder 1 : 2 : 4, 1 : 3 : 6, d. h. 1 Teil Bindemittel + 3 bezw. 4 Teile Sand oder 1 Teil Zement + 2 bezw. 3 Teile Sand + 4 bezw. 6 Teile Schotter. Die Anteile werden in der Regel in Raumteilen, seltener in Gewichtsteilen angegeben, weil die Materialien in der Praxis abgemessen, nicht abgewogen werden. So einfach auch diese Ausdrucksweise für das Mischungsverhältnis erscheint, ebenso irreführend kann sie

1) In der Praxis rechnet man allgemein das Gewicht eines m³ Portlandzement zu 1400 kg.

hinsichtlich der Beurteilung der Eigenschaften des fertigen Betongemenges und des Betons im erhärteten Zustande sein. Jedenfalls erweckt sie eine unrichtige Vorstellung von den Mengenverhältnissen der Betonbestandteile zueinander. Dies wird ohne weiteres aus Abb. 19 verständlich werden. Auf der rechten Seite des Schaubildes sind die Mischungsverhältnisse in der Weise aufgetragen, daß der Anteil an Zement als Einheit und die Zuschlagstoffe als deren Vielfache dargestellt sind. Im linken Bilde sind hingegen die Gehalte an Bindemittel und Zuschlagstoffen in vH. des Gemenges aufgetragen, die Summe der Gemenganteile ist also gleich 100 gesetzt. Die sich so ergebenden Verhältniszahlen sind für die Mischungen 1 : 0 bis 1 : 10 nachstehend berechnet:

1 : 0	= 100	: 0
1 : 1	= 50	: 50
1 : 2	= $33^1/_3$	: $66^2/_3$
1 : 3	= 25	: 75
1 : 4	= 20	: 80
1 : 5	= $16^4/_6$	: $83^2/_6$
1 : 6	= $14^2/_7$	: $85^5/_7$
1 : 7	= $12^4/_8$	: $87^4/_8$
1 : 8	= $11^1/_9$	: $88^8/_9$
1 : 9	= 10	: 90
1 : 10	= $9^1/_{11}$	: $90^{10}/_{11}$.

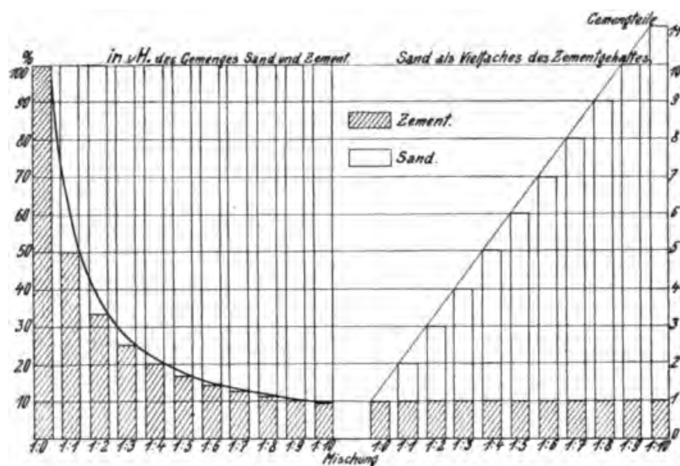


Abb. 19.

Aus dem linken Schaubild ergibt sich, daß von einer bestimmten Mischung (~ 1 : 3) ab sich der Gehalt an Bindemittel in vH. des Gemenges mit zunehmendem Magerkeitsgrade der Mischung nur unwesentlich verändert. Er nimmt jedenfalls nicht in dem Maße ab, wie man sich nach den Zahlen, die das Mischungsverhältnis angeben, für gewöhnlich vorstellt. Hieraus erklärt es sich auch, daß die Festigkeit der mageren Mischungen bei sonst gleichartigen Eigenschaften der Bestandteile nur verhältnismäßig wenig Unterschiede zeigt, d. h. mit wachsendem Sand- bezw. Schotter-Zusatz nur wenig abnimmt.

In Frankreich und jetzt auch vielfach in Deutschland ist es üblich, bei der Bezeichnung der Mischungsverhältnisse den Anteil an Bindemittel in Gewichtsteilen und die Anteile an Zuschlagstoffen in Raumteilen anzugeben, z. B. 250 kg Zement auf 1 m^3 Sand. Nach Christophe (Der Eisenbeton und seine Anwendung im Bauwesen, 1905) würden hiernach den Mischungsverhältnissen 1 : 3, 1 : 4, 1 : 5 folgende Mischungen entsprechen: 450 kg Zement, 350 kg Zement bezw. 300 kg Zement auf 1 m^3 Sand. Getrennte Angaben für Sand und Schotter im Mischungsverhältnis sind in Frankreich meist nicht gebräuchlich. Wo die Maßanteile von Betonmischungen getrennt angegeben werden, (bei Hennebique) geschieht dies wie bei Mörtel, z. B. 350 kg Zement auf 400 l Sand und 800 l Schotter, d. h. 350 kg Zement auf 1 m^3 fertigen Beton.

Das Mischungsverhältnis ist im übrigen auch kein einwandfreier Maßstab und hat für die richtige technische Beurteilung des Zementes keinen Wert. Hierfür ist die Angabe viel wichtiger, welche Materialien und wieviel von ihnen in 1 m^3 fertiger Masse Mörtel oder Beton enthalten sind; ferner, wie groß der Undichtigkeitsgrad (s. S. 39), d. h. der Gehalt an Hohlräumen ist. Die Festigkeitseigenschaften sind nicht nur vom Mischungsverhältnis abhängig, sondern hauptsächlich auch vom Dichtigkeitsgrade (s. S. 39)

des Gerippes in der fertigen Masse, d. h. von der Verteilung der kleinen Körner zwischen den großen. Auf diese Verhältnisse kommt Martens auch in der schon oben erwähnten Abhandlung (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1897, S. 103) zu sprechen und belegt die Richtigkeit obiger Grundsätze an Hand zahlenmäßiger Unterlagen. Er hat für verschiedene Mischung 1 : 0 bis 1 : 9 den Gehalt des Mörtelkörpers an dichter Masse und Hohlraum nach bestimmtem Grundsatz berechnet und die Ergebnisse der Berechnung graphisch dargestellt. Schaubild und die rechnerischen Unterlagen sind in Abb. 20 und Tabelle 11 (S. 48) wiedergegeben. Zur Erläuterung der zeichnerischen Darstellung wird in den Mitteilungen bemerkt: „In der Figur sind nach den Spalten 15 bis 21 der Tabelle die in der Raumeinheit des Mörtels (berechnet auf den eingerüttelten Zustand von Sand und Zement) vorhandenen Mengen an Sand-, Zement- und Wassermasse, sowie an Hohlräumen in Raumteilen dargestellt. Die einzelnen Flächen sind durch verschiedene Schraffur gekennzeichnet. In die Fläche für den Wasseranteil ist eine punktierte Linie eingetragen, welche den Wasseranteil abgrenzt, der die Hohlräume des Zementes erfüllt, und denjenigen Teil, der zur Benetzung der Sandkörner dient. Die in die Zementfläche fallende punktierte Linie dient zur Korrektur für die augenscheinlich zu niedrig gegriffene Wassermenge zum Anmachen des reinen Zementes."

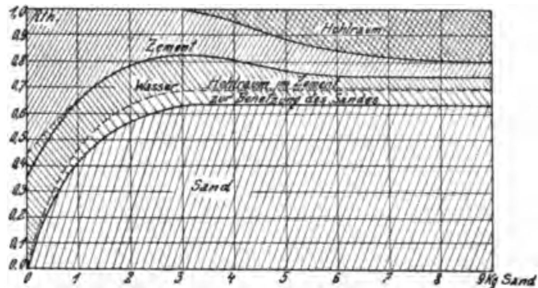


Abb. 20. Darstellung der Mörtelzusammensetzung in verschiedenen Mischungen.

Aus diesen Darstellungen geht hervor, wie Zement, Sand, Wasser und Hohlräume in der fertigen Masse verteilt sind und daß es daher wenig Zweck hat, das Mischungsverhältnis wie üblich anzugeben, sondern daß zur richtigen technischen Beurteilung von Mörtel und Beton die Kenntnis des Gehaltes an Einzelbestandteilen in der Raumeinheit (m^3) der fertigen Masse und ihres Undichtigkeitsgrades erforderlich ist.

Es war früher auch gebräuchlich, namentlich bei Ausschreibungen von Bauarbeiten, ein bestimmtes Mischungsverhältnis für Mörtel und Beton vorzuschreiben, weil man dadurch Gewähr für die Erzielung bestimmter Festigkeiten zu haben glaubte. Von diesem Brauch ist man jedoch, namentlich infolge der unablässigen Bemühungen des Deutschen Betonvereins, abgekommen; man schreibt nunmehr nur bestimmte Mindestfestigkeiten vor und überläßt es dem Bauausführenden, diese Festigkeit mit dem ihn zur Verfügung stehenden Materialien durch Auswahl geeigneter Mischungsverhältnisse zu erreichen.

Bei der Zusammensetzung der Bestandteile behufs Bereitung der Mischungen und Anfertigung der Probekörper aus denselben für Versuchszwecke werden Bindemittel und Zuschlagstoffe je nach Vorschrift entweder nach Gewichtsteilen oder nach Raumteilen gemischt. Im ersteren Falle werden die Stoffe in den geforderten Gewichtsmengen abgewogen und vermengt. Im anderen Falle muß man sich zunächst darüber klar sein, welches Einheitsgewicht man den Raumteilen zugrunde legen will, da die Höhe dieses Gewichtes je nach Dichte des Haufwerkes (eingerüttelt, eingelaufen, eingefüllt), wie oben erörtert, sehr verschieden sein kann. Man muß daher vorher zunächst die Einheitsgewichte für einen bestimmten Zustand feststellen und verarbeitet dann so viel Vielfache des ermittelten Einheitsgewichtes jedes Stoffes an Stelle eines Liters, wie die Zahlen des Mischungsverhältnisses vorschreiben. Es handle sich beispielsweise

Tabelle 11.

Mörtel aus Zement und Normalsand in verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Zement: $r_r = 1{,}813$ kg/l; $\mathfrak{d}_r = 0{,}573$; $\mathfrak{u}_r = 0{,}427$ l; 1 kg = 0,549 l mit 0,315 l dichter Masse und 0,234 l Hohlraum.
Normalsand: $r_r = 1{,}678$ „ $\mathfrak{d}_r = 0{,}633$; $\mathfrak{u}_r = 0{,}367$ „ 1 „ = 0,597 „ „ 0,378 „ „ „ „ 0,219 „ „

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Mischung: Zement auf		In Raumteilen						Berechnung des Mörtelrückstandes im Probekörper												
		Sand						Im Mörtelkörper ist vorhanden:						In der Raumeinheit ist vorhanden:					Vom Wasser dient zur	
								an dichter Masse				an Hohlraum		an dichter Masse			an Hohlraum			
n kg Sand	mit w vH. Wasser auf $1+n$ kg Masse	$1/r_r \cdot n = 0{,}597 \cdot n$	Hohlraum Sp.[1] 3 $\mathfrak{u}_r = (\mathfrak{u}_r = 0{,}367)$	Sandhohlraum — Zement (Sp. 4 — 0,315)	Wasserzusatz $w_1 = w\frac{1+n}{100}$	Sp. 6 — Hohlraum im Zement (Sp. 6 — 0,234)	Zur Benetzung von 1 l Sand Sp. 7/n	Sand Sp. 3 — 0,633	Zement	Wasser	in Summa	im Zement	im Mörtel Sp. 3 bis Sp. 12	Sand	Zement	Wasser	im Zement	im Mörtel	Füllung des Zementhohlraums	Benetzung des Sandes
kg	vH.	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	Rtl.	Rtl.	Rtl.	Rtl.	Rtl.	Rtl.	Rtl.
0	18,5	(0,549)[2]	(0,234)	—	(0,185)	(-0,049)	—	—	0,315	0,185	0,500	0,234	(0,049)	—	0,574	0,337	0,426	(0,089)	0,338	—
2	9,0	1,194	0,437	0,122	0,270	0,036	0,018	0,756	0,315	0,270	1,341	0,234	—	0,563	0,235	0,202	0,196	—	0,196	0,006
3	8,5	1,791	0,656	0,341	0,340	0,106	0,035	1,135	0,315	0,340	1,790	0,234	—	0,634	0,176	0,190	0,131	0,000	0,131	0,059
5	6,5	2,985	1,095	0,780	0,390	0,156	0,032	1,895	0,315	0,390	2,600	0,234	0,385	0,633	0,105	0,130	0,078	0,131	0,078	0,053
7	6,0	4,179	1,530	1,215	0,480	0,246	0,035	2,650	0,315	0,480	3,445	0,234	0,734	0,633	0,075	0,115	0,056	0,177	0,056	0,059
9	6,0	5,373	1,965	1,650	0,600	0,366	0,041	3,400	0,315	0,600	4,315	0,234	1,058	0,633	0,059	0,111	0,044	0,197	0,044	0,067

[1] Sp. bedeutet Spalte Nr.
[2] Die eingeklammerten Zahlen beziehen sich auf reinen Zement.

um die Mischung 1 Raumteil Zement + 4 Raumteile Kies; die ermittelten Einheits-Raumgewichte seien für Zement $R_f = 1{,}250$ kg/l, für Kies $R_f = 1{,}560$ kg/l, dann wären zu mischen 1 × 1,250 kg Zement mit 4 × 1,560 kg Kies.

Die Prüfung von frisch angemachtem Mörtel oder Beton auf mechanische Zusammensetzung (Mischungsverhältnis) ist leicht auszuführen, wenn es sich um noch nicht verarbeiteten, d. h. noch nicht erhärteten Beton handelt. In diesem Falle wird nämlich das Bindemittel einfach mit Wasser abgeschlämmt. Hierbei kann das Prüfungsergebnis unkontrollierbar beeinflußt werden, wenn der oder die Zuschlagstoffe nennenswerte Mengen abschlämmbarer Bestandteile enthalten. Bei weitem schwieriger und oft gar nicht ausführbar ist jedoch die Feststellung des Mischungsverhältnisses an erhärtetem Beton.

Im Königlichen Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde wird letztere wie folgt ausgeführt (vergl. Mitteilungen aus dem K. M. A. 1906, S. 292), vorausgesetzt, daß eine Vorprobe ergeben hat, daß der Zuschlagstoff keine in Salzsäure löslichen Bestandteile (kohlensaurer Kalk, lösliche Kieselsäure, Tonerde, Eisenoxyd) oder solche nur in nicht nennenswerter Menge enthält:

Etwa 3 kg zerkleinerten und getrockneten Betons werden mit verdünnter Salzsäure behandelt, bis das Bindemittel vollständig gelöst ist. Den Säureauszug gießt man zusammen mit den abschlämmbaren Bestandteilen des Sand- oder Kiesrückstandes ab, läßt absitzen, befreit den Bodensatz von der beim Lösen des Zementes abgeschiedenen Kieselsäure durch Ausziehen in verdünnter Natronlauge und trocknet ihn. Zieht man dann das Gewicht des so erhaltenen Zuschlagstoffes und der abgeschlämmten Anteile vom Gewicht des angewandten Mörtels oder Betons ab, so gibt die Differenz den Gehalt des Materials an erhärtetem Zement. In einer kleinen, gut zerkleinerten Durchschnittsprobe des getrockneten Mörtels oder Betons, sowie in einer Durchschnittsprobe des abgeschiedenen Zuschlagstoffes bestimmt man dann den Glühverlust und rechnet daraus den oben erhaltenen Bindemittelgehalt auf den Gehalt an Zement im ursprünglichen, nicht erhärteten Zustande um.

Beispiel: Es seien folgende Werte gefunden

Kiessand	70,7 vH.	72 vH. Zuschlagmaterial
Abschlämmbare Bestandteile (Ton und feinster Staubsand)	1,3 vH.	
Bindemittel (Zement)	28,0 vH.	kohlensäure- und wasserfrei 21,6 vH.

Hieraus berechnet sich das Mischungsverhältnis des kohlensäure- und wasserfreien Bindemittels zum Zuschlagmaterial nach Gewichtsteilen zu 1 : 1,3.

b) Wasserzusatz. Das Wasser, das der trockenen (oder je nach dem Wassergehalt des Zuschlagstoffes mehr oder weniger feuchten) Mischung des Zuschlagstoffes und Bindemittels zum Anmachen zuzusetzen ist, dient zunächst dazu, der Masse eine gewisse Geschmeidigkeit und Beweglichkeit zu geben. Ein Teil füllt die vorhandenen Hohlräume aus, ein anderer Teil wird vom Zement chemisch gebunden.

Die zum Anmachen zuzusetzende Menge Wassers wird gewöhnlich in vH. des Gewichtes der Trockenmischung (Bindemittel + Zuschlagstoff) angegeben. Da die Zuschlagstoffe meist feucht sind,[1]) also auch die sogenannte Trockenmischung meist Wasser enthält, muß dieses Wasser bei der genauen Berechnung der gesamten, im fertigen Mörtel oder Beton enthaltenen Wassermenge berücksichtigt werden. Zu diesem Zwecke muß die in den Zuschlagstoffen vorhandene Wassermenge vorher (durch Trocknen einer bestimmten Materialmenge bis zur Gewichtsgleichheit) bestimmt werden.

[1]) Der Feuchtigkeitsgehalt grubenfeuchter Kiese schwankt zwischen 2 und 4 vH.

Je nach der Menge des Anmachewassers erlangt die Betonmasse mehr oder weniger geschmeidige oder plastische Beschaffenheit. Von ihr, also mittelbar von der Höhe des Wasserzusatzes, sind wichtige Eigenschaften des erhärteten Betons, wie Raumänderung, Dichtigkeit und Festigkeit abhängig.

Bestimmte Regeln lassen sich für den Zusatz von Wasser nicht aufstellen; er ist vielmehr abhängig zu machen, erstens von dem Zweck, den die erhärtete Masse erfüllen soll, zweitens von dem Fettigkeitsgrade der Mischung und drittens von den Eigenschaften der die Mischung bildenden Einzelstoffe. Mörtel z. B. wird für Bauzwecke fast durchweg geschmeidig (kellengerecht), d. h. mit viel Wasser, Stampfbeton gewöhnlich trocken (erdfeucht) und Beton für Eisenbetonbauwerke meist plastisch (weich) angemacht.

Zur Erzielung gleicher Steife erfordern fette Mischungen mehr Wasser als magere, Mischungen mit raschbindendem Zement mehr als solche mit langsambindendem. Spezifisch schwere Zemente beanspruchen weniger Wasser als spezifisch leichte, Zuschlagstoffe mit feinem Korn mehr als solche mit grobem, gemischtkörnige weniger als gleichmäßig gekörnte, poröser Schotterstoff mehr als dichter usw. Die nachstehende Tabelle 12[1]) gibt ein Bild für die Abhängigkeit des Wasserzusatzes von der Art der Betonstoffe.

Tabelle 12.

Wasserzusatz zu Beton verschiedener Art und Zusammensetzung.

Zuschlagstoff: Sand	Zuschlagstoff: Kies	Steife der Masse	Zement A. 1 : 2½ : 5	Zement A. 1 : 4 : 8	Zement B. 1 : 2½ : 5	Zement B. 1 : 4 : 8
			Wasserzusatz in vH. des Gewichtes der Trockenmischung			
Isarsand 7 mm ungewaschen	Isarkies[3]) 7—25 mm u. 25—40 mm	erdfeucht	5,50	5,00	6,70	8,80
		plastisch	7,00	6,35	5,00	6,50
desgl. gewaschen	desgl.	erdfeucht	5,37	4,65	4,80	4,20
		plastisch	5,85	5,09	5,50	5,00
desgl. entfeint[2])	desgl.	erdfeucht	4,20	3,85	4,50	4,00
		plastisch	5,65	5,17	5,70	5,30
Rheinsand 7 mm ungewaschen	Rheinkies[3]) 7—25 mm u. 25—40 mm	erdfeucht	4,75	4,40	5,20	6,00
		plastisch	6,00	5,80	3,80	5,40
desgl. entfeint[2])	desgl.	erdfeucht	3,89	3,47	4,00	3,50
		plastisch	4,83	4,24	5,20	5,00

[1]) Vergl. Protokoll der Verhandlungen des Deutschen Betonvereins 1905.
[2]) Der Sand wurde auf dem 120-Maschensiebe abgesiebt, um das Feinste zu entfernen.
[3]) 25 Teile Kies von 7 bis 25 mm + 75 Teile Kies von 25 bis 40 mm.

Erfahrungen der Verfasser haben gelehrt, daß Mischungen aus Zement und gemischtkörnigem Kies für Stampfbeton durchschnittlich folgende Wasserzusätze beanspruchen:

Mischung . .	1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6
Wasserzusatz .	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5 vH.

Selbstverständlich können solche Zahlen nicht verallgemeinert werden.

Auf den Zustand, den die Betonmasse durch den geringeren oder größeren Wasserzusatz annimmt (erdfeucht, plastisch), muß bei der Verarbeitung (Mischen und Stampfen) gebührend Rücksicht genommen werden. Wasserarmer Beton bedarf zur Erzielung dichtester Lagerung seiner Bestandteile besonders inniger Mischung und eines besonders hohen Aufwandes an Stampfarbeit. Außerachtlassung dieser Umstände vermindert die Festigkeit mehr oder weniger erheblich. Wasserreicher Beton hingegen, dessen Hohlräume bereits mit Wasser ausgefüllt sind, und der deshalb beim Stampfen nicht viel mehr verdichtet werden kann, erfordert geringen Aufwand an Stampfarbeit. Indessen darf deshalb, besonders bei Eisenbeton, nicht etwa vom Stampfen solcher weichen (wasserreichen) Betone ganz abgesehen werden, weil durch das Stampfen immer noch vorhandene Luftblasen ausgetrieben werden können und engeres Anliegen der Stoffe aneinander und der Betonmasse an dem Eisen erzielt werden kann.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, die auf Biegung beansprucht werden, wird der Beton für die Zuggurtung zweckmäßig plastisch angemacht, damit er sich an die Eiseneinlagen inniger anschmiegt und diese, ohne Hohlräume zu hinterlassen, möglichst vollkommen umhüllt. Man erzielt auf diese Weise größere Verbundwirkung als bei wasserärmerem, weniger beweglichem Beton; an den Beton der Zuggurtung werden ja auch hinsichtlich der Druckfestigkeit keine besonders hohen Anforderungen gestellt, so daß auch deswegen wasserreicher Beton für diesen Zweck ohne Bedenken verwendet werden kann. Zur Herstellung von Eisenbetonstützen u. dergl., d. h. von Eisenbetonkonstruktionen, bei denen Eisen und Beton in gleicher Richtung beansprucht werden und zum größten Teil nur Achsialspannungen in Frage kommen, wird man Beton mit geringem Wasserzusatz verwenden müssen, da in diesem Falle die Druckfestigkeit des Betonmaterials eine wichtigere Rolle spielt als die Haftung zwischen Eisen und Beton.

c) Ausbeute. Unter Ausbeute (Ergiebigkeit) versteht man das Verhältnis des Rauminhaltes der fertigen Mörtel- oder Betonmasse zur Summe der Rauminhalte der Einzelbestandteile, d. h. $E = \frac{M}{1+n}$, worin M den Rauminhalt der Betonmasse und $1+n$ das Mischungsverhältnis der Stoffe angibt.

Zur Bestimmung von M ermittelt man

r_z das Raumgewicht des Bindemittels,
r_k „ „ „ Zuschlagstoffes,
W_n Gewicht des zum Anmachen erforderlichen Wassers,
r_b Raumgewicht des gestampften Betons,

dann ist:

$$M = \frac{r_k + r_z + W_n}{r_b}.$$

Einen bestimmten Zuschlagstoff vorausgesetzt, bleibt die Ausbeute für verschiedene Mischungen unverändert, wenn der Gehalt an Bindemittel geringer ist als der Gehalt an Hohlräumen im Zuschlagstoff oder wenn der Zement die Hohlräume gerade noch ausfüllt, weil eben eine Raumvergrößerung des Haufwerkes der Zuschlagstoffe unter diesen Umständen durch Hinzufügen des Bindemittels nicht eintritt. Erst wenn die Menge des Bindemittels größer wird als der Gehalt an Hohlräumen im Zuschlagstoff, verändert

sich auch die Ausbeute mit dem Mischungsverhältnis des Betons. Von zwei Kiesen, die mit demselben Zement in dem gleichen Verhältnis gemischt werden, wird also derjenige die größere Ausbeute liefern, der die wenigsten Hohlräume aufweist.

Ferner wird die Ausbeute, immer abgesehen von den Eigenschaften der Einzelbestandteile, beeinflußt durch die Höhe des Wasserzusatzes und der mehr oder weniger festen Stampfung. Gewöhnlich wird die Ausbeute von Mörtel oder Beton zu etwa 75 vH. der Summe der Einzelbestandteile angenommen. (Vergl. Büsing-Schuman: Der Portlandzement usw. 1905, S. 251 ff.)

In Tabelle 13 sind die Ergebnisse von Ausbeutebestimmungen verschiedener Kiesbetonmischungen angegeben.

Tabelle 13.
Ausbeute von Beton verschiedener Zusammensetzung.

Kiessorte	Mischungsverhältnis $(1+n)$ Zem. + Kies Rtl.	Gewicht der angewendeten Materialmengen in kg		Wasser in der erdfeucht angem. Mischung W_n		Gewicht der angem. Betonmenge $G=r_z+r_k+W_n$ kg	Gewicht eines Liters Beton, gestampft r_b kg	Rauminhalt des gewonnenen Betons, gestampft $M=G/r_b$	Ausbeute $E=\frac{M}{1+n}$
		Zement r_z	Kies[1]) r_k	Gesamt[2]) kg	in vH. der Trockenmischung				
Flußkies 1 .			8,410	0,600	6,2	10,342	2,318	4,462	**0,637**
Flußkies 2 .	1 : 6	1,332	8,445	0,602	6,2	10,379	2,261	4,590	**0,656**
Grubenkies .			9,170	0,707	6,7	11,209	2,372	4,726	**0,675**
Flußkies 1 .			11,213	0,645	5,1	13,190	2,280	5,785	**0,643**
Flußkies 2 .	1 : 8	1,332	11,260	0,647	5,1	13,239	2,208	5,996	**0,666**
Grubenkies .			11,227	0,802	5,9	14,361	2,353	6,103	**0,678**

d) Gewicht. Das Gewicht des verarbeiteten Betons kommt nicht für die Beurteilung der Güte des Materials in Frage, sondern lediglich für die Zwecke der statischen Berechnung. Es wird bei solchen Berechnungen das Gewicht (kg) für die Raumeinheit (m^3) zugrunde gelegt.

Die Raumgewichte der verschiedenen Betonmischungen schwanken natürlich je nach den verschiedenen Eigenschaften der Einzelbestandteile innerhalb weiter Grenzen; sie werden namentlich beeinflußt durch die Gewichte der Zuschlagstoffe, die, wie oben erörtert, große Unterschiede zeigen, weniger durch diejenigen der Zemente[3]), die nur verhältnismäßig geringe Schwankungen im Gewicht zeigen. Bestimmte Werte für Raumgewichte lassen sich daher nicht festlegen, zumal die Werte auch verschieden ausfallen, je nachdem man frisch angemachten, eben erhärteten oder älteren Beton vor sich hat. Der frisch verarbeitete Beton nimmt infolge Wasserverlustes und Verdunstung zunächst an Gewicht ab, bei fortschreitendem Alter jedoch infolge von Kohlensäureaufnahme (Lufterhärtung vorausgesetzt) wieder zu.

Mit zunehmender Magerkeit der Mischungen nimmt unter sonst gleichen Verhältnissen das Raumgewicht ab. Bei sehr mageren Mischungen werden die Gewichts-

---

[1]) Die Zahlen bedeuten das sechs- bezw. achtfache des Litergewichts eingefüllt (10-Litergefäß) der Kiese minus Wasser im Kies.

[2]) Die Zahlen bedeuten die Menge Wasser im Kies + zugesetztes Wasser.

[3]) Das Gewicht von 1 m^3 Zement wird gewöhnlich zu 1400 kg angenommen.

unterschiede verschwindend klein. Erdfeucht gestampfter Kiesbeton (Lufterhärtung und 28 Tage alte Proben vorausgesetzt) weist etwa folgende Raumgewichte auf:

Mischung	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6
Raumgewicht . . .	2,450	2,400	2,350	2,300.

Auch diese Zahlen haben natürlich keine allgemeine Gültigkeit.

Bei Beton mit Ziegelsteinschlag kann das Raumgewicht bis zu 2,0, beim Schlacken-(Aschen-) Beton bis zu 1,5 heruntergehen. Bei Beton mit Basaltsteinschlag hingegen kann es bis zu 2,6 und darüber steigen. Das Raumgewicht von Eisenbeton ist naturgemäß höher als das von Beton ohne Eiseneinlagen.[1])

e) Erhärtung und Festigkeit. Die Begriffe Erhärtung und Festigkeit sind bereits oben (s. S. 26) erläutert. Auf die dortigen Ausführungen sei daher an dieser Stelle verwiesen.

Mörtel und Beton folgen hinsichtlich ihrer Erhärtung denselben Gesetzen wie der reine Zement, weil der für die Erhärtung wirksame und mit der Zeit unter verschiedenartigen Einflüssen sich verändernde Bestandteil im Mörtel und Beton lediglich der Zement ist, während der Zuschlagstoff unwirksam bleibt und nur als Füllmaterial dient, von wenigen Ausnahmen (Stoffe mit aufgeschlossener Kieselsäure, s. S. 43) abgesehen, in denen er auch chemisch wirkt.

Aus diesen Gründen gelten die obigen Auslassungen bezüglich des Erhärtungsverlaufes und der Umstände, die diesen Verlauf beim reinen Zement beeinflussen, auch für die Mischungen aus Bindemittel und Zuschlagstoffen.

Hingegen kommen für die Festigkeit und deren Veränderung auch noch andere Gesichtspunkte in Frage.

Je nach der Art der Beanspruchung, die der Beton erfährt, muß man unterscheiden zwischen Druck-, Zug-, Biege-, Scher-, Drehfestigkeit. In den weitaus meisten Fällen wird jedoch in Betonkonstruktionen, besonders in Eisenbetonkonstruktionen, der Beton in der Hauptsache Druckspannungen ausgesetzt, weil seine Druckfestigkeit erheblich größer als seine Zug-, Biegungs- und Scherfestigkeit ist.

Was das Formänderungsvermögen des Betons betrifft, so ist zu bemerken, daß er nur relativ geringe Formänderungen zu ertragen vermag. Sein elastisches Verhalten gleicht dem des Gußeisens und Leders. Alle diese Stoffe erweisen sich innerhalb bestimmter Spannungsgrenzen zunächst als unelastisch, d. h. sie zeigen schon bei verhältnismäßig niedrigen Spannungen bleibende Formänderungen. Durch mehrmals hintereinander wiederholten Wechsel zwischen Be- und Entlastung lassen die Stoffe sich indessen innerhalb des Spannungsbereiches, in dem be- und entlastet wurde, in den vollkommen elastischen Zustand überführen. Wird die Belastung jedoch dann über die obere Spannungsgrenze weiter gesteigert, so stellt sich vollkommene Elastizität wiederum erst nach mehrmaliger Be- und Entlastung ein. Dieses Verhalten des Betons kann bis zu Spannungen beobachtet werden, die schließlich die Bruchspannung erreichen.

Den maßgeblichen Gütemaßstab für die Beurteilung des Betons bildet dessen Druckfestigkeit. Miteinander vergleichbare Festigkeitsergebnisse lassen sich aber auch bei der Betonprüfung nur erzielen, wenn einheitliche Vorschriften für die Herstellung und Prüfung der Probekörper innegehalten werden. Solche allgemein gültige, einheitliche Prüfungsbestimmungen, ähnlich denen, wie sie in den Normen für die Zementprüfung (s. S. 17 u. 28) festgesetzt sind, bestehen für die Betonprüfung noch nicht. Die neuerdings vom Deutschen Betonverein aufgestellten „Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung

[1]) Man nimmt im allgemeinen das Gewicht von 1 m^3 Eisenbeton zu 2400 kg an. (Vergl. auch die Preuß Minist.-Best.)

und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton" mit besonderem Anhang, betreffend die Anfertigung und Prüfung der Probekörper, sind eine erfreuliche Folge der Bestrebungen nach Vereinheitlichung der Betonprüfung.

Der Wortlaut des Anhanges, die Betonprüfung betreffend, ist nachstehend wiedergegeben:

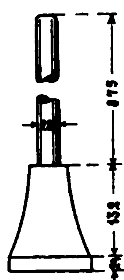
Vorläufige Bestimmungen für Probekörper aus Stampfbeton.[1])

1. Herstellung der Probekörper.

Formen und Stampfer.

Zur Herstellung der Probekörper sollen eiserne Würfelformen von 30 cm Seitenlänge nach Art der von dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde für gut befundenen Ausführung verwendet werden.

Zum Stampfen sollen quadratische Normalstampfer von 12 cm Seitenlänge und 12 kg Gewicht benutzt werden (Abb. 21).



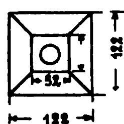


Abb. 21. Normalstampfer.

Zur Führung des Stampfers an den Wandungen der Form sowie zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner, 30 cm hoher Rahmen, welcher auf die Form mit den Innenflächen derselben bündig aufgesetzt wird.

Einlegen und Stampfen der Betonmasse.

Die Druckproben von Betonwürfeln sollen Aufschluß geben über die Brauchbarkeit und Güte der für den Bau vorgesehenen Baustoffe, sie dienen zur Prüfung des Angebotes und schließlich zur Prüfung der Bauausführung.

In allen Fällen müssen daher die Probekörper außer mit Baustoffen der gleichen Art und von gleichem Feuchtigkeitsgehalt auch mit der gleichen Arbeitsweise (das ist Schichthöhe und Anzahl der Stampfstöße) hergestellt werden, wie sie für den Beton des Bauwerkes oder Bauteiles zur Ausführung kommen soll oder kommt.

Läßt sich nach der Beschaffenheit der Betonmasse nicht erwarten, daß die Unterfläche des Probekörpers im Verlaufe des Stampfens dicht wird, so ist der Boden der Form zunächst etwa 8 mm hoch mit Mörtel zu bedecken. Dieser Mörtel kann entweder der Betonmasse mittels Absiebens durch ein 7 mm-Sieb entnommen werden, oder er muß im gleichen Mischungsverhältnis für den gleichen Wassergehalt wie der Mörtel des Betons besonders hergestellt werden.

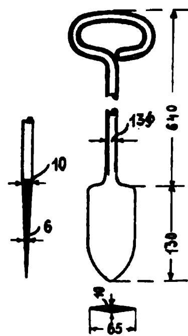


Abb. 22. Normalspatel.

Die Betonmasse wird in der Regel in zwei Schichten eingelegt werden müssen. Die Einfüllhöhe jeder Schicht ist derart zu bemessen, daß mit der bestimmten Anzahl Stampfstöße auf die Schicht die für die Bauausführung vorgesehene endgültige Schichthöhe annähernd erzielt wird. Jede Schicht ist zunächst zu ebnen. An den Wandungen der Form muß mit einem Normalspatel (Abb. 22) hinuntergestochen werden, um an den Wandungen etwa fest anliegende Steine hinabzudrücken und zwischen den Steinen etwa vorhandene Hohlräume mit dem Mörtel auszufüllen. Vor dem Stampfen ist die Betonmasse mit dem Stampfer leicht zusammenzudrücken.

[1]) Diese Bestimmungen haben in neuester Zeit einige Änderungen erfahren, deren wesentlichste die ist, daß unterschieden wird zwischen „Druckversuchen zu Zwecken unterweisender Art (Laboratoriumsproben)" und „Druckversuchen bei der Ausführung von Bauten".

Das Stampfen der einzelnen Schichten erfolgt am besten in drei Stampfreihen, so daß die Überdeckung der einzelnen Stampfflächen ungefähr 3 cm beträgt (Abb. 23).

Vor dem Einbringen der zweiten Schicht muß, um eine gute Verbindung der Schichten zu erzielen, die Oberfläche der ersten Schicht aufgerauht werden.

Nach Beendigung des Stampfens und Entfernung des Aufsatzrahmens muß der überstehende Beton, welcher für Anfertigung weiterer Probekörper nicht mehr verwendet werden darf, entfernt und die Oberfläche der eingestampften Masse mit den Formrändern bündig mittels stählernen Lineals so abgezogen werden, daß sie möglichst glatt und eben wird. Hohlräume sind dabei mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

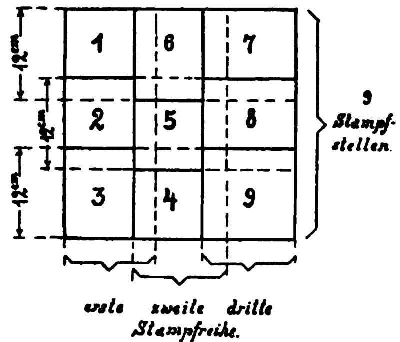


Abb. 23.
Anordnung der Stampfflächen.

2. Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper.

Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Orte herzustellen.

Es sollen möglichst mehrere Körper zu gleicher Zeit, und zwar in der Regel für jede Reihe 3 Körper hergestellt werden.

Jeder Probekörper ist mit der Bezeichnung des Anfertigungstages und einer Erkennungsmarke zu versehen.

Die Probekörper sollen etwa 24 Stunden in der Form verbleiben. Alsdann sollen nach Entfernung der vier Seitenwände der Formen die fertigen Betonkörper entweder erst noch weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen, oder bei genügender Erhärtung gleich auf derselben nach einem geschlossenen, frostfreien Lagerraum verbracht und hier auf eine mindestens 10 cm starke, feuchte, erd- und lehmfreie Sandschicht mit 10 cm Abstand voneinander vorsichtig aufgelegt werden. Die Zwischenräume zwischen den abgelagerten Körpern sind mit ebensolchem Sand auszufüllen, auch ist eine gleiche Deckschicht aufzubringen. Der Sand muß während der Lagerungsdauer feucht gehalten werden.

Bei Platzmangel können auf derart abgelagerte Reihen Betonkörper weitere Schichten aufgesetzt werden.

In diesem Lager sollen die Probekörper bis zur Druckprüfung verbleiben. Beim Versand müssen sie in feuchtem Sägemehl verpackt werden.

In die Niederschrift über die Anfertigung und Lagerung der Körper sind täglich Temperatur- und Witterungsangaben einzutragen.

3. Druckprobe.

Während der Bauausführung sind die Prüfungen in der Regel nach 28 Tagen auszuführen. Für etwaige weitere Proben sind Fristen von 90 Tagen, 1, 2 und 5 Jahren nach der Anfertigung der Probekörper üblich.

Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln, die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft und mit Einrichtungen versehen sind (Doppelmanometer usw.), welche fehlerhafte Veränderungen sofort erkennen lassen.

Der Druck kann in der Stampfrichtung oder senkrecht zur Stampfrichtung ausgeübt werden. Im ersten Falle sind, wenn erforderlich, die Druckflächen etwa acht Tage vor der Prüfung mit Zementmörtel 1 : 1 dünn abzugleichen.

Es empfiehlt sich, die Prüfung der Würfel in der Regel in derjenigen Richtung vorzunehmen, in welcher der Beton im Bauteil selbst hauptsächlich beansprucht wird. Als maßgebende Druckfestigkeit ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (das sind in der Regel drei Probekörper) bei der ersten Rißbildung anzusehen.

An den öffentlichen Prüfungsstellen, z. B. dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde, sind die in diesen Leitsätzen niedergelegten Grundsätze schon seit längerer Zeit für die Prüfung des Betons maßgeblich.

Eine häufig wiederkehrende Frage ist nun die: Wie groß ist die Druckfestigkeit von Beton dieser oder jener Mischung? oder die noch allgemeinere: Wie groß ist die Druckfestigkeit von Beton?

Weder die eine noch die andere Frage läßt sich mit auch nur annähernder Bestimmtheit beantworten.

Selbst für eine gegebene Mischung schwanken die Festigkeiten innerhalb weiter Grenzen, und zwar ist die Größe der Festigkeit von folgenden Umständen abhängig:

1. Eigenschaften der Einzelbestandteile (Bindemittel, Zuschlagstoffe, Wasser)
2. Mischungsverhältnis
3. Höhe des Wasserzusatzes
4. Art des Mischens der Rohstoffe (von Hand, maschinell, Dauer des Mischens)
5. Frische des Betongemenges bei der Verarbeitung
6. Art der Verschalung
7. Art des Stampfens (Höhe der Stampfschicht, Schwere der Stampfer, Dauer des Stampfens)
8. Abmessungen des Baukörpers (Größe und Form der Probekörper für den Druckversuch)
9. Art der Erhärtung bezw. Behandlung des Betons (Lagerung unter Wasser, an der Luft, in feuchtem oder trockenem Boden, Witterungsverhältnisse)
10. Wärmeverhältnisse
11. Alter (Dauer der Erhärtung).

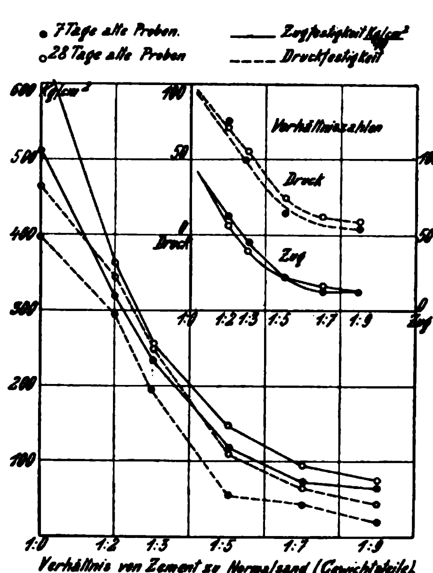


Abb. 24. Einfluß der Höhe des Sandzusatzes auf die Festigkeit.

Inwieweit sich die einzelnen Einflüsse auf Erhärtung und Festigkeit des Betons unter praktischen Verhältnissen geltend machen, kann naturgemäß nur der vergleichende Festigkeitsversuch, in der Regel der Druckversuch, erweisen.

Zu 1. Über die Beeinflussung der Festigkeit durch die Eigenschaften der Grundstoffe ist bereits in den voraufgegangenen Ausführungen eingehend gesprochen.

Zu 2. Die Festigkeit von Beton verändert sich mit zunehmendem Gehalt an Zuschlagstoff, d. h. mit wachsendem Magerkeitsgrade, stetig und völlig gesetzmäßig, indem das reine Bindemittel (Zement ohne Zuschlagstoff) die höchsten und die gemagerten Bindemittel mit wachsendem Gehalt an Zuschlagstoff stetig abnehmende Festigkeiten liefern. Zementbeton folgt in dieser Hinsicht einem anderen Gesetz als die Mischungen mit Luftkalk. Diese erreichen ihre Höchstfestigkeit erst bei einem

Tabelle 14.

Festigkeit von reinem Zement und von Zementmörtel mit verschiedenem Zusatz von Normalsand.

Mittelwerte aus je 10 Einzelversuchen.

Mischung (Gewichtsteile)	Zugfestigkeit in kg/cm² nach 7 Tagen	Zugfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	Druckfestigkeit in kg/cm² nach 7 Tagen	Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen
1 + 0	51,0	64,8	397	464
1 + 2	32,1	36,2	298	341
1 + 3	23,5	25,4	196	253
1 + 5	11,7	14,8	56	116
1 + 7	7,2	9,4	44	67
1 + 9	6,6	7,6	20	43
Verhältniszahlen: Festigkeit des reinen Zementes = 100.				
1 + 0	100	100	100	100
1 + 2	63	56	75	74
1 + 3	46	40	50	55
1 + 5	23	23	14	25
1 + 7	14	15	11	12
1 + 9	13	12	5	9

Tabelle 15.

Ergebnisse von Druckversuchen mit Betonmischungen aus verschiedenen Kiessanden.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen.

Materialbezeichnung	Wasserzusatz vH.	Art der Erhärtung	Druckfestigkeit in kg/cm² 7 Tage	Druckfestigkeit in kg/cm² 28 Tage	Druckfestigkeit in kg/cm² 3 Monate
Mischung 1 : 6 (Raumteile).					
A (Flußkies)	6,2	Im Freien unter feuchtem Sande, gegen Witterungseinflüsse geschützt	121	161	201
B „	6,2		99	131	155
C (Grubenkies)	7,3		102	146	180
D „	6,7		102	148	179
E „	6,7		113	170	207
Mischung 1 : 7 (Raumteile).					
A (Flußkies)	5,9	Im Freien unter feuchtem Sande, gegen Witterungseinflüsse geschützt	84	121	147
B „	5,8		90	129	162
C (Grubenkies)	7,0		99	141	182
D „	6,2		84	121	150
E „	6,0		98	142	171
Mischung 1 : 8 (Raumteile).					
A (Flußkies)	5,1	Im Freien unter feuchtem Sande, gegen Witterungseinflüsse geschützt	94	126	155
B „	5,1		52	83	100
C (Grubenkies)	6,8		51	83	112
D „	6,3		71	105	130
E „	5,9		98	137	170

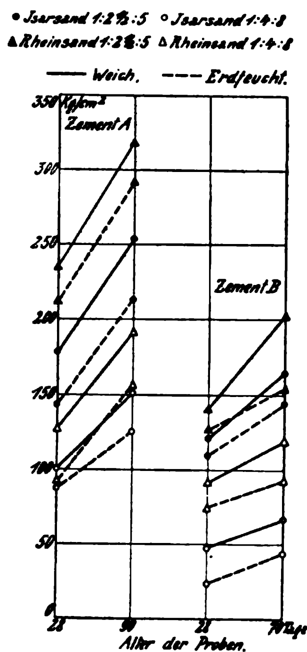


Abb. 25. Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit von Beton.

gewissen Gehalt an Magerungsmittel (1 : 1 bis 1 : 2) und nehmen erst dann mit zunehmender Magerkeit stetig ab. Allgemein zutreffende Angaben über das Abhängigkeitsverhältnis zwischen Zusammensetzung des Betons und seiner Festigkeit lassen sich aus oben bereits erörterten Gründen nicht machen. In Tabelle 14 (den Mitteilungen aus dem K. M. A. 1896, S. 273 entnommen) und Tabelle 15 und 16 (dem Jahresbericht des Kgl. Materialprüfungsamts 1905 entnommen) sind die Ergebnisse von Festigkeitsversuchen von Mischungen mit wechselndem Gehalt an Zuschlagstoffen wiedergegeben, die einigen Aufschluß für den Verlauf dieser Festigkeitsveränderung geben (s. a. Abb. 24).

Die vielfach verbreitete Ansicht, daß die Festigkeit des Gemisches von Mörtel und Schotterzuschlag (Beton) nicht geringer, sondern sogar höher ist als die des Mörtels, trifft in solcher Verallgemeinerung nicht zu. Bedingung für die Richtigkeit dieser Ansicht sei, daß Mörtel und Beton im richtigen Verhältnis zueinander stehen, so daß bei der Verarbeitung (Stampfen) für den Beton die gleiche Dichtigkeit erzielt werden kann: mit anderen Worten, der Anteil an Mörtel im Beton muß so groß gewählt werden, daß nicht nur sämtliche Hohlräume des Schotters ausgefüllt, sondern auch die einzelnen Körner desselben noch mit

Tabelle 16.

Ergebnisse von Druckversuchen mit Betonmischungen aus verschiedenem Material bei verschiedenem Mischungsverhältnis.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen; 28 Tage alte Proben.

Materialbezeichnung	Mischungsverhältnis 1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:10	1:12
	Druckfestigkeit in kg/cm²							
I	—	—	—	161	121	126	—	—
II	—	—	—	131	129	83	—	—
III	—	—	—	146	141	83	—	—
IV	—	—	—	148	121	105	—	—
V	—	—	—	170	142	137	—	—
VI	353	345	300	—	—	206	—	119
VII	303	273	203	—	—	—	—	—
VIII	345	283	236	—	—	—	104	—
IX	—	211	196	—	—	120	95	—
X	—	—	—	73	—	70	44	—
XI	401	309	199	—	—	—	—	—
XII	432	—	—	260	—	—	—	—
XIII	327	—	—	195	—	—	—	—
XIV	351	—	—	201	—	—	—	—

Mörtel umhüllt werden. In der Praxis wird daher zur Erzielung satten Betons in der Regel 15 vH. mehr Mörtel hinzugesetzt, als sich rechnerisch als nötig erweist.

Zu 3. Der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit von Beton ist bekannt. Je geringer der Wasserzusatz, um so höher wird im allgemeinen die Festigkeit; indessen darf der Zusatz nicht zu gering bemessen werden, da sonst dem Zement das zum Abbinden bezw. Erhärten und der Masse das zur Erzielung einer gewissen Geschmeidigkeit (Plastischwerden) erforderliche Wasser fehlen würde.

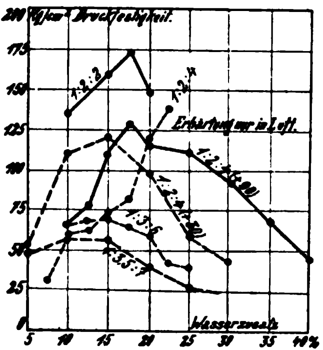


Abb. 26. Einfluß des Wasserzusatzes auf die Druckfestigkeit von Beton (s. Tab. 18).

Beeinflussung der Festigkeit durch den Wasserzusatz macht sich namentlich in der ersten Zeit der Erhärtung geltend; in späterem Alter des Betons und besonders, wenn die Unterschiede im Wasserzusatz nicht erheblich waren, gleichen sich auch die Unterschiede in der Festigkeit mehr und mehr aus. Bemerkenswerte Versuche nach dieser Richtung sind auf Veranlassung des Deutschen Betonvereins im Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde mit verschiedenen Mörtel- und Betonmischungen ausgeführt worden. Die Durchschnittsergebnisse eines Teiles der Versuche sind in Tabelle 17[1]) wiedergegeben und in Abb. 25 zeichnerisch dargestellt.

Tabelle 17.

Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen von Betonmischungen mit verschiedenem Wasserzusatz (erdfeucht und weich).

Probekörper: Würfel von 30 cm Seitenlänge; Erhärtung unter feuchtem Sand. Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen.

Zementsorte	Betonmischung	Sandart: / Zustand des Gemenges beim Anmachen	Isarsand: 7 mm-Sand, ungewaschen – Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	90 Tagen	Isarsand: 7 mm-Sand, gewaschen – 28 Tagen	90 Tagen	Isarsand: Rückstand auf dem 120-Maschen-Sieb – 28 Tagen	90 Tagen	Rheinsand: 7 mm-Sand, ungewaschen – Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	90 Tagen	Rheinsand: Rückstand auf dem 120-Maschen-Sieb – 28 Tagen	90 Tagen
A[2])	1 Rtl. Zement, $2^1/_2$ „ Sand . ., 5 „ Kies . .	erdfeucht	175	254	183	250	184	271	235	318	237	326
		weich	142	214	161	226	178	270	212	291	213	325
	1 Rtl. Zement, 4 „ Sand . ., 8 „ Kies . .	erdfeucht	100	152	121	163	133	210	127	192	130	220
		weich	78	125	85	162	92	150	92	155	123	196
B[3])	1 Rtl. Zement, $2^1/_2$ „ Sand . ., 5 „ Kies . .	erdfeucht	121	165	114	155	135	185	140	202	164	219
		weich	110	144	98	145	93	128	122	155	107	142
	1 Rtl. Zement, $2^1/_2$ „ Sand . ., 5 „ Kies . .	erdfeucht	47	66	56	82	78	109	91	119	78	105
		weich	23	43	42	63	43	62	74	93	49	72

[1]) Protokoll der Generalversammlung des Deutschen Betonvereins 1906.
[2]) Normen-Druckfestigkeit des Zementes A: Nach 7 Tagen 186 kg/cm², nach 28 Tagen 272 kg/cm².
[3]) „ „ „ „ B: „ „ „ 124 „ „ „ „ 182 „

Brabandt (Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Nr. 30, S. 206) hat bemerkenswerte Versuche über den Einfluß der Wassermenge auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel und Beton verschiedener Mischung angestellt. Die Probekörper waren Würfel von 30 cm Seitenlänge und wurden nach 28 Tagen Lagerung unter feuchtem Sand der Druckprobe unterzogen. Die Ergebnisse sind in Tab. 18 als Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen wiedergegeben und gleichzeitig in Abb. 26 und 27 zeichnerisch dargestellt.

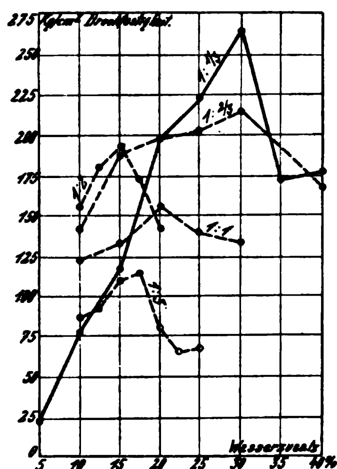


Abb. 27. Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit von Mörtel (s. Tab. 18).

Wie aus den Ergebnissen ersichtlich, liegt der Wasserzusatz, der die günstigste Betonfestigkeit lieferte, etwa zwischen 15 und 17 vH. der Raumteile Zement und Sand. Der erforderliche Wasserzusatz steigt mit zunehmender Fettigkeit der Mischung. Die bei kalter Jahreszeit hergestellten Körper beanspruchen geringeren Wasserzusatz als die gleichartigen, bei höherer Luftwärme hergestellten und erhärteten. Sollen Körper nicht feucht, also vor Regen geschützt und ohne begossen zu werden, lagern, so bedürfen sie von vornherein zur Erzielung, höherer Festigkeit einer größeren Wassermenge als solche, die feucht aufbewahrt werden.

Zu ähnlichen Schlüssen berechtigen die Ergebnisse der von Brabandt geprüften Mörtel.

Zu 4. Die Art des Mischens ist insofern von Einfluß auf die spätere Festigkeit des Betons, als sorgfältiges und kräftiges Durchmischen der Rohstoffe bessere Festigkeit liefert als ungenügendes Durcharbeiten. Je stärker die Rohstoffe durchgemischt und geknetet werden, um so besser werden sich die Zementteilchen an die Sandkörner anschmiegen, um so inniger wird auch die Verbindung und um so fester der Beton werden.

Tabelle 18.

Versuche von Brabandt zur Feststellung des günstigsten Wasserzusatzes zu Mörtel und Beton.

Mittelwerte aus 4 Einzelversuchen.

Probekörper aus	Mischung in Raumteilen: Zement	Sand	Kies	Wärme in ° C. zur Zeit der: Herstellung	Erhärtung (Durchschnitt)	Druckfestigkeit in kg/cm² bei dem übergeschriebenen Wasserzusatz (in vH. der Raumteile Zement und Sand): 5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30	35	40	Günstigster Wasserzusatz bei vH.
Beton	1	3,5	7	3	2	48	—	57	—	56	—	40	—	28	24	—	—	13 bis 14
	1	3	6	7	10	—	—	65	67	71	65	60	44	41	—	—	—	15
	1	2	4	2	3	52	—	110	—	122	—	98	—	60	46	—	—	15
	1	2	4	4	9	—	—	59	77	110	127	117	—	114	94	68	46	18
	[1]) 1	2	4	10	17	—	31	59	63	73	81	119	138	—	—	—	—	—
	1	2	2	4	9	—	—	134	148	158	172	148	—	—	—	—	—	17
Mörtel	1	3	—	12	15	—	—	86	94	111	115	80	66	67	—	—	-	16
	1	2	—	4	9	—	—	156	181	192	172	142	-	—	—	—	—	15
	1	1	—	14	18	—	—	124	—	132	—	156	—	140	136	—	—	21
	1	$^2/_3$	—	20	18	—	—	142	—	190	—	197	—	203	215	—	169	30
	1	$^1/_3$	—	10	11	23	—	77	—	119	—	197	—	222	264	172	176	30

[1]) Die Körper dieser Reihe erhärteten trocken im Schuppen und wurden nicht begossen.

Tabelle 19.

Zug- und Druckfestigkeit des Normenmörtels nach verschiedener Dauer der Verarbeitung.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen.

Zementsorte	Alter des Mörtels bei Probenfertigung:	Sofort verarbeitet		1 Stunde		2 Stunden		3 Stunden		5 Stunden		8 Stunden		12 Stunden		16 Stunden		24 Stunden	
	Alter der Proben bei der Prüfung:	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
A	Zugfestigkeit kg/cm² . .	20,5	27,9	19,9	28,8	19,8	26,6	19,2	27,0	19,6	25,8	19,4	27,1	18,4	25,9	10,3	15,8	6,5	8,9
A	Druckfestigkeit kg/cm²	176	303	170	294	181	301	177	291	166	278	157	255	114	175	59	86	22	33
B	Zugfestigkeit kg/cm² . .	24,6	26,4	24,4	29,6	23,7	27,6	24,1	27,3	24,1	28,1	24,1	27,3	15,7	17,8	7,1	10,1	1,4	2,0
B	Druckfestigkeit kg/cm²	258	346	240	330	249	337	247	341	253	340	231	316	86	120	26	34	3	4

Verhältniszahlen.

Festigkeit des sofort verarbeiteten Mörtels = 100.

A	Zug	100	100	97	103	97	95	94	97	96	93	95	97	90	91	50	57	32	30
A	Druck . . .	100	100	97	96	103	99	101	95	94	91	89	83	65	57	34	28	12,5	11
B	Zug	100	100	99	112	96	104	98	103	98	106	98	103	64	67	29	38	5,7	7,6
B	Druck . . .	100	100	93	95	97	97	96	99	98	98	90	91	33	35	10	10	1,2	1,2

Man bedient sich daher zum Mischen zweckmäßig maschineller Einrichtungen, besonders bei Verarbeitung großer Massen, da beim Mischen von Hand keine so gründliche Vermengung des Bindemittels mit dem Zuschlagstoff möglich ist.

In gleicher Weise ist auch die Dauer des Mischens von erheblichem Einfluß auf die späteren Festigkeitseigenschaften. Vergleichende Festigkeitsversuche mit Probekörpern aus Mörtel, die nach verschiedenen Mischverfahren hergestellt wurden, sind von Gary im Kgl. Materialprüfungsamt ausgeführt und in den Mitteilungen 1898, Heft 1 veröffentlicht.

Zu 5. Der frisch angemachte Beton muß möglichst verarbeitet werden, ehe der in ihm enthaltene Zement abzubinden beginnt (vergl. S. 22). Wird im Abbinden begriffener Beton verarbeitet, die Betonmasse aufgerührt und dadurch der Zement in seinem Abbinden gestört, so erhärtet der Beton mangelhaft und erlangt nur ungenügende Festigkeit, und zwar wird die Festigkeit um so geringer, je weiter das Abbinden vorgeschritten war. Die in Tabelle 19[1]) enthaltenen Ergebnisse von Festigkeitsversuchen

[1]) Vergl. Protokoll der Generalversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten 1907.

mit Mörteln, die nach verschiedener Dauer der Lagerung nach dem Anmachen verarbeitet, d. h. zu Probekörpern für den Festigkeitsversuch verformt wurden, lassen diesen Einfluß deutlich erkennen. In Abb. 28 sind die Ergebnisse zeichnerisch dargestellt. Die allgemeinen Eigenschaften der hierbei verwendeten Zemente sind in Tabelle 20 angegeben.

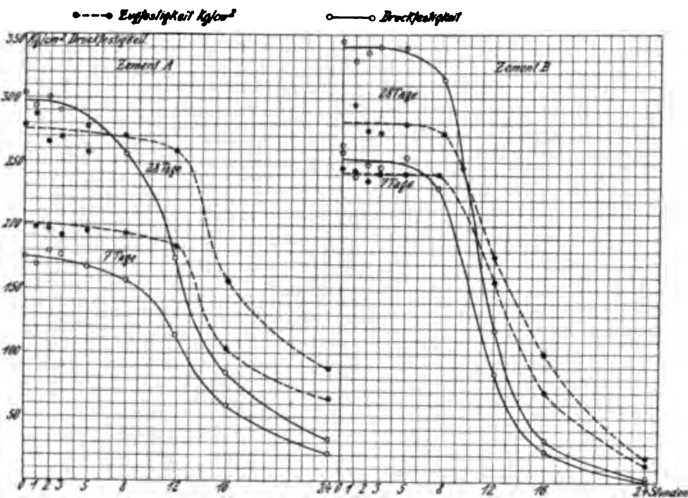


Abb. 28. Einfluß der Dauer des Lagerns von Mörtel auf dessen Erhärtung.

Der eine Zement hatte $8^1/_4$, der andere $12^1/_4$ Stunden Abbindezeit. Trotzdem die Abbindezeit durch das Vermischen mit Sand (Mischung 1:3) verlängert wurde, büßten die Mörtel, die z. B. nach 12stündiger Lagerung verarbeitet wurden, bereits einen erheblichen Teil ihrer ursprünglichen Festigkeit ein, und zwar an Druckfestigkeit in bedeutend höherem Grade als an Zugfestigkeit (s. die Verhältniszahlen der Tabelle 19; vergl. hierzu auch Protokoll der Generalversammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten 1907).

Besonders für die Verwendung des Betons für Eisenbetonbau ist aus diesen Gründen für die rechtzeitige Verarbeitung des angemachten Betons Sorge zu tragen.

Zu 6. Wichtig für die zu erzielende Verdichtung des Betons ist auch die Art der Formen (Verschalung), in die der Beton eingebracht wird, und auch deren jeweiliger

Tabelle 20.

Allgemeine Eigenschaften und Normenfestigkeit der Zemente A und B aus Tabelle 19.

Zementsorte	Litergewicht: eingelaufen kg	Litergewicht: eingerüttelt kg	Spezifisches Gewicht a[1]) b[2])	Glühverlust vH.	Abbindeverhältnisse: Wasserzusatz vH.	Abbindeverhältnisse: Wärme der Luft °C.	Abbindeverhältnisse: Wärme des Wassers °C.	Abbindeverhältnisse: Wärmeerhöhung °C.	Abbindeverhältnisse: Erhärtungsbeginn nach	Abbindeverhältnisse: Abbindezeit Stunden	Mahlfeinheit, Rückstand auf dem Sieb mit: 900 Maschen vH.	Mahlfeinheit, Rückstand auf dem Sieb mit: 5000 Maschen vH.	Normenfestigkeit: Wasserzusatz vH.	Normenfestigkeit: Zugfestigkeit kg/cm² nach 7 Tagen	Normenfestigkeit: Zugfestigkeit kg/cm² nach 28 Tagen	Normenfestigkeit: Druckfestigkeit kg/cm² nach 7 Tagen	Normenfestigkeit: Druckfestigkeit kg/cm² nach 28 Tagen
A	1,286	2,086	a) 3,145 b) 3,224	1,32	24,0	17,0	15,0	1,9	8 Stunden	$12^1/_4$	0,8	22,1	$8^1/_2$	24,6	26,4	258	346
B	1,184	1,962	a) 3,158 b) 3,218	0,56	26,0	17,0	15,0	3,0	5 Stunden	$8^1/_4$	4,8	20,8	$8^1/_4$	20,5	27,9	176	303

Die Zemente waren raumbeständig; Kaltwasser-, Kuchen- und Darrprobe wurden bestanden.

[1]) a) Spezifisches Gewicht im Anlieferungszustande. — [2]) b) Spezifisches Gewicht nach dem Glühen.

Zustand (trocken oder naß). In erster Linie muß gefordert werden, daß die Schalung die genügende Steifigkeit besitzt, damit sie gegenüber den durch das Stampfen übertragenen Stößen nicht zu viel nachgibt. Ist letzteres der Fall, so leidet darunter die Verdichtung der Masse und damit die spätere Festigkeit des Betons. Diesen Umständen ist bei der technischen Prüfung des Betons dadurch Rechnung getragen, daß man zur Herstellung der Probekörper für die Festigkeitsversuche eiserne Formen, die genügende Widerstandsfähigkeit besitzen, benutzt.

Der Feuchtigkeitszustand der Holzschaluug ist insofern auf die Festigkeit des Betons von Einfluß, als je nach dem Feuchtigkeitsgrade des Holzes das Wasser aus dem Beton mehr oder weniger abgesaugt wird. Bei der Bemessung des Wasserzusatzes muß daher hierauf Rücksicht genommen werden.

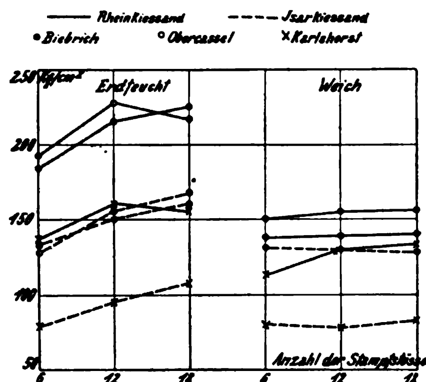


Abb. 29. Einfluß der Stampfarbeit auf die Festigkeit von Beton.

Zu 7. Dichtigkeit der Masse und Festigkeit des Betons werden auch in hohem Maße durch die Art des Stampfens, die Höhe der Stampfschicht, die Schwere der Stampfer und die Dauer des Stampfens beeinflußt. Je höher die Stampfschicht gewählt wird, je geringer das Gewicht der Stampfer und je kürzer die Dauer der Stampfarbeit, um so weniger wird der Beton verdichtet. Die oben erwähnten Leitsätze schreiben aus diesen Gründen auch bestimmte Stampfschichthöhen und bestimmtes Gewicht der Stampfer, sowie bestimmte Anzahl der Stöße aus bestimmter Höhe vor.

Bemerkenswerten Aufschluß über den Einfluß der Stampfarbeit auf die Festigkeit von Beton haben Versuche geliefert, die ebenfalls auf Anregung des Deutschen Betonvereins an verschiedenen Versuchsstellen angestellt wurden. Tabelle 21 (S. 64) sowie Abb. 29 geben die hierbei gewonnenen Ergebnisse wieder.[1])

Zu 8. Die Festigkeit des Betons ist auch abhängig von den Abmessungen des daraus hergestellten Baukörpers. Vergleichende Versuche (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1903, S. 111, **Burchartz**, Einfluß der Körpergröße auf die Festigkeit von Zementmörtel und Beton) mit Betonwürfeln verschiedener Größe haben diese Abhängigkeit einwandfrei dargetan, und zwar hat sich ergeben, daß die Festigkeit des Betons mit wachsender Körper- (Würfel-) größe abnimmt. Der Einfluß ist bei erdfeucht angemachtem Beton erheblich größer als bei plastisch angemachtem.

In Tabelle 22 (S. 64) sind einige Ergebnisse dieser Versuche wiedergegeben und in Abb. 30 zeichnerisch dargestellt.

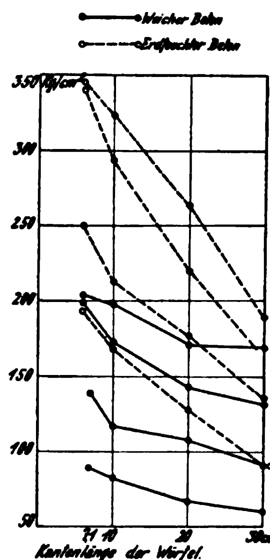


Abb. 30.
Einfluß der Würfelgröße auf die Betonfestigkeit.

Wie hieraus ersichtlich, betragen die Festigkeitsunterschiede zwischen den Würfeln von 7,1 und 30 cm Kantenlänge bis zu 50 vH. (s. Verhältniszahlen der Tabelle).

Die Leitsätze für die Prüfungen von Beton schreiben die Herstellung von Würfeln von 30 cm Kantenlänge vor.

[1]) Aus Protokoll der Generalversamlung des Deutschen Betonvereins 1906.

Tabelle 21.

Ergebnisse der Versuche über den Einfluß der Stampfarbeit auf die Druckfestigkeit von Beton.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen.

Würfel von 30 cm Kantenlänge; 28 Tage alte Proben.

Versuchsstelle (Art des Mischens)	Zustand des Betons	Material: Rheinkiessand — Druckfestigkeit in kg/cm² bei der übergeschriebenen Zahl Stampfstöße auf jede Stampfstelle: 6	12	18	Isarkiessand: 6	12	18
Biebrich (Böcklinscher Kollergang; 1/2 Minute trocken, 2 1/2 Minuten naß)	erdfeucht	185	216	226	132	151	160
	weich	137	139	141	121	125	126
Oberkassel (Mischmaschine Hüser; 1/2 Minute trocken, 2 1/2 Minuten naß)	erdfeucht	193	228	217	127	156	167
	weich	150	155	156	131	130	127
Karlshorst (Von Hand; 3 mal trocken, 4 mal naß)	erdfeucht	136	160	157	79	96	109
	weich	113	130	134	80	77	83

Tabelle 22.

Druckfestigkeit von Betonwürfeln verschiedener Größe.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen.

Würfelgröße (Kantenlänge in cm)	Betonmischung 1 Gewichtsteil Zement + 4 Gewichtsteile Kiessand — Zustand des Betons (Wasserzusatz vH.): weich (11 vH.) — Druckfestigkeit in kg/cm² nach 7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten	erdfeucht (7,5 vH.) — Druckfestigkeit in kg/cm² nach 7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten
7,1	89	139	199	202	193	250	341	344
10	82	127	173	197	169	222	293	323
20	67	107	143	171	128	176	220	264
30	60	91	132	169	91	134	163	190

Verhältniszahlen.

Druckfestigkeit der 7,1 cm-Würfel = 100.

7,1	100	100	100	100	100	100	100	100
10	92	92	87	97	87	89	86	94
20	76	77	71	84	66	70	65	76
30	68	61	66	83	47	53	48	55

Zu 9. Die Beeinflussungen, die die Erhärtung und Festigkeit durch die Art der Behandlung, durch Lagerung in Wasser, an der Luft oder in Gegenwart von Feuchtigkeit erfahren, sind bei der Besprechung der Erhärtung des Zementes (s. S. 26 u. 27) eingehend erörtert. Da für diese Beeinflussungen auch im Beton nur der Zement in Frage kommt, erübrigen sich an dieser Stelle weitere Erörterungen.

Zu 10. Das gleiche gilt von den Beziehungen zwischen Wärmeverhältnissen und Festigkeit.

Zu 11. Daß die Festigkeit bezw. die Festigkeitszunahme des Betons vom Alter abhängt, beruht auf der ebenfalls bereits früher erörterten Fähigkeit des im Beton enthaltenen Bindestoffes (Portlandzement), mit fortschreitendem Alter stetig an Festigkeit zuzunehmen. Die Festigkeitszunahme des Betons ist, da die Erhärtungs-, d. h. Reaktionsfähigkeit der Portlandzemente sehr verschieden ist, ebenfalls je nach den in ihm enthaltenen Zementen verschieden. In welchem Grade die Festigkeit von Beton mit zunehmendem Alter fortschreitet, läßt sich auch nicht mit annähernder Bestimmtheit in Zahlen ausdrücken. Beton aus raschbindendem Zement erlangt schneller hohe Anfangsfestigkeit, erhärtet jedoch später nur langsam weiter, im Gegensatz zu Beton aus langsambindendem Zement, der anfangs langsam, später aber schneller an Festigkeit zunimmt.

Erfahrungswerte, die über die Festigkeit von Beton bei sehr hohem Alter Aufschluß geben, liegen nicht vor. Meist erstrecken sich die Festigkeitsversuche, deren Ergebnisse bekannt geworden sind, auf ein Alter von nur wenigen Jahren. Die Tabellen 23, 24

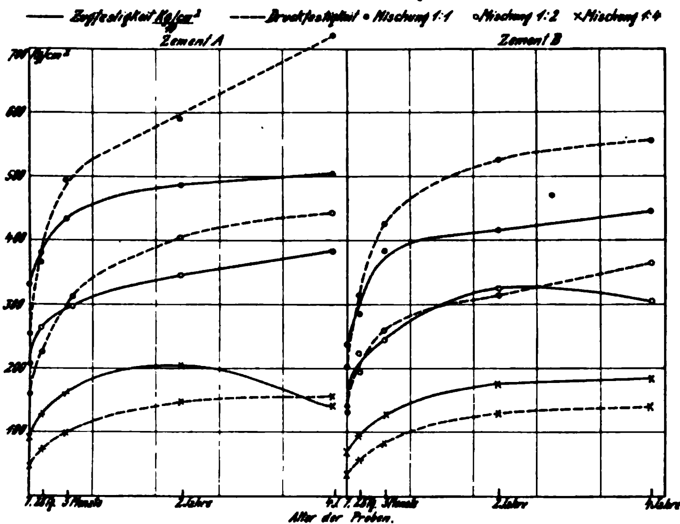


Abb. 31 (Tab. 23).
Einfluß des Alters auf die Festigkeit von Zementmörtel.

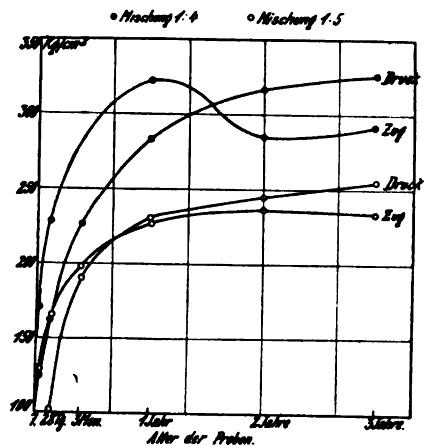


Abb. 32 (Tab. 25).
Einfluß des Alters auf die Festigkeit von Mörtel.
(Für Zugfestigkeit $\frac{kg/cm^2}{10}$.)

und 25 (Abb. 31 und 32) geben die Festigkeitswerte von Proben verschiedener Mischung bis zum Alter von 4 Jahren.

Aus Tabelle 24 geht hervor, daß die Festigkeit von Beton bei 28 Tagen etwa das $1^1/_2$fache und bei drei Monaten etwa das Doppelte der 7 Tage-Festigkeit beträgt.

Die übrigen Festigkeitsarten des Betons, wie Zug-, Biege- und Scherfestigkeit, sind durch Versuche zu wenig geklärt, als daß darüber zuverlässige Angaben an dieser Stelle gemacht werden könnten.

Tabelle 23 (Abb. 31).

Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Mörteln bei verschiedenem Alter.

Aus Büsing-Schumann (Der Portlandzement usw. 1905, S. 139).

Mittelwerte aus je 10 Einzelversuchen; Erhärtung unter Wasser.

Zementsorte	Mörtelmischung (Gewichtsteile)	Zugfestigkeit in kg/cm² nach					Druckfestigkeit in kg/cm² nach				
		7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	2 Jahren	4 Jahren	7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	2 Jahren	4 Jahren
A	1 : 1	33,1	38,1	43,4	48,7	50,2	252	367	494	590	721
	1 : 2	20,7	26,3	29,7	34,8	38,1	160	227	311	404	441
	1 : 4	9,0	12,5	15,9	20,2	13,9	48	76	98	147	155
B	1 : 1	23,9	28,5	38,6	41,8	44,5	201	311	426	527	559
	1 : 2	13,4	22,1	24,3	32,3	30,6	137	196	259	314	366
	1 : 4	6,9	9,4	12,8	17,6	18,5	31	51	80	129	139

Tabelle 24.

Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Beton verschiedenen Alters.

Aus „Mitteilungen“ aus dem Königl. Material-Prüfungsamt, 1903, Heft 3.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen; Würfel von 30 cm Kantenlänge: Erhärtung unter Wasser.

Betonmischung	Zustand des Betons (Wasserzusatz vH.)	Druckfestigkeit in kg/cm² nach				Verhältniszahlen Druckfestigkeit der 7 Tage-Proben = 100.			
		7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten	7 Tage	28 Tage	3 Monate	6 Monate
1 Gewichtsteil Zement . 5 „ Kies . .	plastisch (11¼ vH.)	26	37	62	—	100	140	234	—
1 Gewichtsteil Zement . 5 „ Kies . .	plastisch (11¼ vH.)	41	63	81	—	100	152	196	—
1 Gewichtsteil Zement¹) 5 „ Kies . .	plastisch (8,5 vH.)	63	90	117	121	100	143	187	192
1 Gewichtsteil Zement²) 5 „ Kies . .	plastisch (11 vH.)	60	91	132	169	100	152	220	282
1 Gewichsteil Zement²) 5 „ Kies . .	erdfeucht (7,5 vH.)	91	134	163	185	100	147	180	203

f) Verhalten gegen die Einwirkung von Wasser, Frost und Feuer. Bei Besprechung dieses Verhaltens kommen nicht die Vorgänge in Frage, die sich bei dem Abbinden und Erhärten von Zement infolge der Einwirkung von Wasser, Kälte und Hitze abspielen, sondern diejenigen Veränderungen, denen das erhärtete Konglomerat

¹) Normenfestigkeit des Zements: Zug 26.5 kg/cm²; Druck 219 kg/cm².
²) „ „ „ „ 27.7 „ „ 205 „

Tabelle 25 (Abb. 32).

Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Mörteln[1]) verschiedenen Alters.

Aus „Mitteilungen“ aus dem Königl. Material-Prüfungsamt 1905, S. 163.

Mittelwerte aus je 10 Einzelversuchen.

Mörtelmischung (Gewichtsteile)	Zugfestigkeit in kg/cm² nach						Druckfestigkeit in kg/cm² nach					
	7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	3 Jahren	7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	3 Jahren
1 Zement . . 4 Normalsand	17,0	22,7	28,1	32,1	28,5	29,2	125	164	226	283	316	320
1 Zement . . 5 Normalsand	12,7	16,5	19,8	22,6	23,6	23,3	70	101	140	180	194	205

aus Bindemittel und Zuschlagstoff, ebenso wie jeder andere Baustoff, bei Einwirkung von Wasser, Frost und Feuer unterliegt, mit anderen Worten die Wasser-, Frost- und Feuerbeständigkeit. Wie alle Baustoffe, die wasseraufnahmefähig sind, durch die Aufsaugung von Wasser und durch Frosteinwirkung mehr oder weniger an Zusammenhang und Festigkeit vorübergehend verlieren, so auch der Beton. Frost ist natürlich nur dann wirksam, wenn der Baustoff vorher Wasser aufgenommen hat; denn nur das gefrierende Wasser und die hierbei eintretende Raumvergrößerung üben schädliche Wirkung aus. Trockener oder nur mäßig feuchter Beton kann daher überhaupt nicht vom Frost ungünstig beeinflußt werden.

Die Forscher sind sich nicht darüber einig, auf welchen Ursachen die Festigkeitsverminderung infolge der Wasseraufnahme beruht. Einige führen sie auf Erweichung des Stoffes durch die Einwirkung des Wassers zurück, andere darauf, daß infolge des zwischen den Teilchen des Baustoffes lagernden Wassers leichtere Verschiebbarkeit der Teilchen und damit geringere Widerstandsfähigkeit gegen Druck herbeigeführt wird. Auch die Festigkeitsabnahme durch die Frostbeanspruchung beruht im wesentlichen, wie schon bemerkt, nur auf der Wirkung des Wassers im Material, sie ist durch Frost nur deswegen größer als durch Wassertränkung allein, weil bei dem wiederholten Gefrieren und Auftauen (in Wasser) des Stoffes eine größere Menge Wasser aufgenommen wird als bei der gewöhnlichen Wasserlagerung bis zur scheinbaren Wassersättigung, eine Erscheinung, die Gary in den „Mitteilungen“ a. d. K. M. A. 1899, S. 168 damit erklärt, daß das Wasser im Inneren der Steine infolge der Raumvergrößerung beim Gefrieren auch in solche Poren mit Gewalt eindringt, die vor dem Gefrieren kein Wasser aufgenommen haben, oder daß es sich neue Poren erschließt.

Wie die praktische Erfahrung und auch zahlreiche Versuche lehren, ist gut abgebundener, bezw. erhärteter Beton im allgemeinen als wasser- und frostbeständig zu erachten, d. h. er erleidet durch die Einwirkung von Wasser und Frost keinen dauernden und sichtbaren Schaden. Die Beeinflussung durch Frost ist um so weniger zu befürchten, als etwa vorhandenes Wasser schon zum Teil zur Erhärtung (Silikatbildung) vom Zement im Beton chemisch gebunden, also aufgebraucht wird, und daher für die

[1]) Erhärtung normengemäß.

Beschädigung des Bauwerkes nicht in Frage kommt. Zudem übt der Frost eine austrocknende Wirkung aus.

Für den Grad der Beeinflussung der Festigkeit von Beton durch Wasser oder Frost gibt es keine allgemein gültigen zahlenmäßigen Werte; jedoch läßt sich für bestimmte Fälle Wasser- und Frostbeständigkeit des Betons auf dem Versuchswege feststellen, indem man vergleichende Festigkeitsversuche mit trockenen, wassersatten und vorher ausgefrorenen Proben ausführt. Je geringer hierbei die Einbuße an Festigkeit bei den wassersatten und ausgefrorenen Probekörpern ist, desto größer ist die Wasser- und Frostbeständigkeit des Betons. Die Ergebnisse einer Reihe solcher Versuche sind in Tabelle 26 wiedergegeben.

Tabelle 26.

Ergebnisse der Druckversuche mit trockenen und wassersatten Betonwürfeln.

Mischung 1 Zement + 2 Kiessand; Alter 6 Monate.

Versuch	Zustand der Proben	
	trocken	mit Wasser getränkt[1])
Nr.	Druckfestigkeit in kg/cm²	
1	546	486
2	543	456
3	510	486
4	506	490
5	513	480
Mittel	**524**	**472**

Anders verhält es sich mit der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen Feuer. Durch solche Beanspruchung wird Beton, wie die Baustoffe überhaupt, nicht nur mehr oder weniger in seiner Festigkeit beeinträchtigt, sondern auch sein Zusammenhang in geringerem oder höherem Grade gelockert, oder unter Umständen ganz aufgehoben. Immerhin haben die Erfahrungen der Praxis und die Ergebnisse zahlreicher einwandfreier Versuche (vergl. Büsing-Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung usw. 1905, S. 123 u. f.) gelehrt, daß gut zubereiteter und sachgemäß behandelter Beton im baupolizeilichen Sinne durchaus feuerbeständig ist, ja sogar als besonders gutes feuersicheres Ummantelungs- und Schutzmittel für Eisenkonstruktionen anzusehen ist. Gerade diese wichtige und für das Bauwesen hoch zu bewertende Eigenschaft hat viel dazu beigetragen, daß der Eisenbeton in neuerer Zeit so ausgedehnte Verwendung gefunden hat. Als begünstigender Umstand, hinsichtlich seiner Widerstandsfähigkeit, kommt noch hinzu, daß, wie schon oben bemerkt, Beton und Eisen durch Wärme nahezu gleiche Ausdehnung erfahren. Im übrigen ist es auch nicht die bloße Feuereinwirkung, die Beschädigungen der Baustoffe hervorruft, sondern weit mehr das Löschwasser, das auf die erhitzten Teile gespritzt wird; denn gerade hierdurch werden Spannungen in dem Bauwerk erzeugt, denen die Verkittungskraft, die dem Beton innewohnt, nicht gewachsen ist. Zu fette Mischungen besonders erweisen sich in dieser Hinsicht als wenig widerstandsfähig.

[1]) Die Proben wurden 24 Stunden vor der Prüfung in Wasser gelegt.

g) Wasserdichtigkeit. Beton und auch Eisenbeton wird häufig unter Verhältnissen verwendet, unter denen man von ihm verlangen muß, daß er bis zu einem gewissen Grade wasserundurchlässig, d. h. wasserdicht ist. Nicht jede Betonmischung genügt ohne weiteres dieser Anforderung. Durchaus wasserdichten Beton gibt es überhaupt nicht; jeder Beton aus Zement und den bekannten Zuschlagstoffen erleidet selbst bei größtem Dichtigkeitsgrade eine mehr oder weniger starke Durchfeuchtung, die indessen unter günstigen Verhältnissen nicht zum Durchsickern von Wasser zu führen braucht. Im allgemeinen ist der Grad der Wasserdichtigkeit des Betons von den gleichen Umständen abhängig wie die Festigkeit. Auch zur Erreichung von Wasserdichtigkeit ist die Erzielung eines sogenannten satten Betons, d. h. eines solchen erforderlich, in dem die Hohlräume des Zuschlagstoffes völlig ausgefüllt sind, und zwar die des Sandes durch den Zement und die des Schotters durch den Mörtel. Vorausgesetzt ist natürlich, daß eine solche Mischung genügend künstlich verdichtet, also gestampft werden muß.

In gleicher Weise wie die Festigkeit erhöht sich auch der Grad der Wasserundurchlässigkeit des Betons mit fortschreitendem Alter, ohne daß eine unmittelbare Abhängigkeit der beiden Eigenschaften voneinander besteht. Beton kann sehr hohe Festigkeit besitzen, ohne wasserdicht zu sein. Beton, der von vornherein nicht ganz wasserdicht ist, kann mit der Zeit, und wenn er dauernd mit Wasser in Berührung steht, wasserundurchlässig werden.

Wenn der Beton nicht von Natur wasserdicht ist, so können verschiedene Mittel angewendet werden, um hinreichende Wasserundurchlässigkeit zu erzielen. Hierher gehört der Zusatz von Kalk (Fettkalk oder besser hydraulischer Kalk) in geringen Mengen zum Mörtel im Beton. Dieser Zusatz muß dem Fettigkeitsgrade der Mischung angepaßt werden. Je fetter die Mischung, um so geringer ist der Kalkzusatz zu bemessen. Nach Angaben in dem mehrfach erwähnten Buche von Büsing-Schumann wechselt der zulässige Kalkzusatz zwischen $^1/_2$ und 2 Gewtl. auf 1 Gewtl. Zement, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß die Festigkeit des Betons durch den Kalkzusatz eine geringe Einbuße erleidet.

Wasserdichtigkeit sucht man auch dadurch zu erreichen, daß man die Außenflächen von Betonbauwerken entweder mit einer fetten Zementmörtelmischung verputzt, oder mit Anstrichen versieht, denen wasserdichtende Eigenschaften zugeschrieben werden (Fluate, Testalin, Alaun- und Seifenlösung, Leinöl, Asphalt usw.). Zementrohre macht man auch durch Einschlämmen der Innenwände mit Zementmilch wasserdicht.

Die Prüfung von Beton auf Wasserdichtigkeit erfolgt nach verschiedenen Verfahren. Bei dem einen Verfahren werden auf die Betonbruchstücke, nachdem die Bruchfläche mit Wachs und Kolophonium gedichtet, mit Einteilung versehene Glasrohre von 35 mm lichtem Durchmesser dicht schließend aufgekittet und bis zu bestimmter Marke mit Wasser gefüllt. Man beobachtet dann, welche Wassermenge in bestimmten Zeiträumen aufgesaugt wird und ob und wann an der Unterseite des Bruchstückes Wasser durchsickert.

Nach einem anderen Verfahren werden größere Bruchstücke des zu prüfenden Betons ringsum mit einem 7 cm hohen Rand aus starkem, mit einer Mischung von Kolophonium und Wachs wasserdicht gemachtem Papiere umgeben, und nachdem ebenfalls die Bruchflächen mit Wachs abgedichtet sind, der so gebildete Hohlraum mit Wasser bis zu 5 cm Höhe gefüllt; wie bei dem anderen Prüfungsverfahren beobachtet man dann an der Unterseite der Proben den etwaigen Wasserdurchgang (s. Abb. 33).

h) Ausdehnung. Mit dem Erhärtungsvorgang des Zementes im Beton sind infolge chemischer Vorgänge Raumänderungen der Betonmasse verbunden, deren Größe von den Eigenschaften der verwendeten Materialien und vom Fettigkeitsgrade der Mischung abhängt. Je fetter, dichter und größer die Betonmasse ist, um so erheblicher ist diese Raumänderung (Arbeiten); unmittelbar gefährlich wird sie jedoch nur, wenn nicht raumbeständiger Zement verwendet wurde, d. h. wenn dieser treibt oder zu sehr schwindet (s. S. 24). Der erstere Fall ist der ungünstigere.

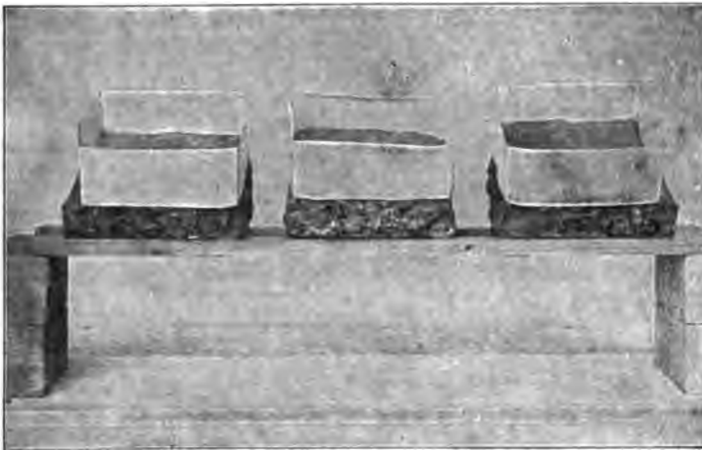


Abb. 33. Wasserdurchlaßprobe.

Beton unterliegt ferner dem physikalischen Gesetz der Raumänderung durch Wärmeschwankungen ebenso wie jeder andere Baustoff. Wissenschaftliche Versuche zur Feststellung der Ausdehnungskoeffizienten von Beton sind bisher nur wenig angestellt worden.

Meyer-Malstatt gibt an, daß Zementmörtel ohne Sandzusatz innerhalb der Wärmegrenzen von — 5 bis + 35° C. an der Luft etwa denselben Ausdehnungskoeffizienten besitzt wie Eisen. Dies ist auch durch andere Versuche mit Zementmörtel aus einem Teil + zwei bis sechs Teilen Sand bestätigt worden. Versuche von Bauschinger haben jedoch ergeben, daß der Ausdehnungskoeffizient nicht immer mit demjenigen des Eisens übereinstimmt. Durch die Wärmeschwankungen hervorgerufene Raumänderungen sind aber verhältnismäßig gering im Vergleich zu denen, die durch Wasseraufnahme (Ausdehnung) oder Austrocknung (Schwindung) bewirkt werden. Versuche über die Wirkung dieser beiden Einflüsse auf die Raumänderungen sind von Schumann mit verschiedenen Baustoffen angestellt worden. Sie ergaben:

1. daß alle Zemente beim Erhärten in Wasser sich ausdehnen und daß diese Ausdehnung im Anfang, d. h. in der Zeit, während welcher die Festigkeitszunahme am höchsten ist, ebenfalls am größten ist;
2. daß die Raumverminderung durch Magerung des Mörtels infolge Zusatzes von Sand vermindert wird;
3. daß alle anderen geprüften Bausteine (Ziegel, Sandstein, Basalt) ebenfalls durch Wasseraufnahme eine Raumzunahme erleiden, die namentlich bei Sandstein sehr ungleich ist und bis zum dreifachen derjenigen von Mörtel (1 : 3) betragen kann.

Da der Anteil an Zement im Verhältnis zu dem an steinigem Zuschlag im Beton gering ist, sind die durch Wasseraufnahme des erhärteten Zementes verursachten Raumänderungen ebenfalls unerheblich; ihre Größe ist fast ausschließlich von dem Wasseraufnahmevermögen des Steinmaterials und dessen Empfindlichkeit gegen Wärmeschwankungen abhängig.

Auf die Wirkung der Raumänderungen muß bei der Berechnung der Konstruktionen aus Beton und Eisenbeton und bei der Herstellung der Bauteile gebührend Rücksicht

genommen werden, denn die Bewegung im Bauwerk und die Veränderung der Lage der Bauteile zueinander infolge Wärme- und Feuchtigkeitswechsels können unter Umständen großen Umfang annehmen. Durch entsprechende Vorsichtsmaßregeln, z. B. durch Vorsehen von sogenannten Bewegungsfugen, Einlegen von Gelenken u. dergl., werden die Wirkungen der Raumänderung unschädlich gemacht.

Zur Messung der Raumänderung von Zement und Zementmörtel werden die auf S. 25 beschriebenen Meßapparate von Bauschinger, Martens usw. benutzt. Mit dem Bauschinger-Apparat können Raumänderungen von $^1/_{100}$ mm gemessen und solche von $^1/_{1000}$ mm geschätzt werden.

Die Feststellung der Raumänderung von Beton unter Einfluß von Wärme und Feuchtigkeitsschwankungen, für die große Körper angefertigt werden müssen, ist mit Schwierigkeiten verknüpft. Ein allgemein gebräuchliches, leicht zu handhabendes Verfahren für solche Ermittlungen ist bis jetzt nicht bekannt geworden.

i) Abnutzung. Gewisse Erzeugnisse aus Beton werden auch auf Abnutzung beansprucht. Um ihr Verhalten in dieser Beziehung zu beurteilen, muß man ihren Widerstand gegen Abreiben oder Abschleifen feststellen. Auf Vorschlag von Bauschinger sind deshalb in das Prüfungswesen Schleifversuche eingeführt, die an den meisten Prüfungsstellen mit Hilfe von wagerecht kreisenden Gußeisenscheiben ausgeführt werden, die mit trockenem Schmirgel bestimmter Korngröße beschickt und an die die schleifenden Körper mit bestimmtem Druck angedrückt werden. Den Stoffverlust, den die Körper nach einer gewissen Inanspruchnahme erleiden, bezeichnet man mit Abnutzung. Der Schleifverlust oder die Abnutzungszahl berechnet sich aus dem Quotienten

$$\frac{\text{Gewichtsverlust (in g)}}{\text{Raumgewicht des Betonmaterials (in g/cm}^3\text{)}}$$

Neuerdings ist von Gary (Mitteilungen aus dem K. M. A. 1901, S. 211 und 1904, Heft 1) ein anderes Verfahren für diese Versuche in Vorschlag gebracht worden, das den Anforderungen der Praxis besser entspricht und die geringere oder größere



Abb. 34.
Durch den Sandstrahl beanspruchte Betonplattenproben.

Widerstandsfähigkeit des Materials gegen Abschleifen usw. besser erkennen läßt als der Schleifversuch. Bei diesem Verfahren kommt ein Sandstrahlgebläse zur Anwendung, bei welchem die Wirkung des durch Luft oder Dampf getragenen künstlich erzeugten

Sandstrahles nutzbar gemacht wird. Ein Teil der zu beanspruchenden Fläche des Probekörpers wird in diesem Apparat eine abgemessene Zeit unter bestimmten Bedingungen der Wirkung des Sandstrahles ausgesetzt. Der Körper wird vor und nach der Beanspruchung gewogen. Der Abnutzungswert wird ebenfalls aus dem Quotienten Gewichtsverlust dividiert durch Materialraumgewicht (g/r) berechnet.

Das Verfahren hat den Vorzug, daß es nicht nur die Widerstandsfähigkeit des Materials gegen Abnutzung kennzeichnet, sondern auch gewisse Gefügeeigenschaften desselben deutlich zur Erscheinung bringt (z. B. Schichtung, Einschlüsse, Nester und Hohlräume, Korn des Zuschlagmaterials, Hervortreten harter Stellen, Zurücktreten weicher Stellen usw.); auch kann es zur Prüfung gekrümmter Flächen (Ausschnitte aus Röhren) benutzt werden. In Abb. 34 sind einige durch den Sandstrahl beanspruchte Betonplattenproben dargestellt.

Literatur.

a) Werke:

Ast, Der Beton und seine Anwendung, Berlin 1905.
Beton-Kalender 1907, Berlin 1906.
Büsing-Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen, Berlin 1905.
Christophe, Der Eisenbeton, Berlin 1905.
Die Deutsche Portlandzement- und Beton-Industrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902. Herausgegeben vom Verein der Portlandzement-Fabrikanten und dem Deutschen Betonverein.
Martens, Materialienkunde für den Maschinenbau, Berlin 1898.
Memmler, Materialprüfungswesen, Leipzig 1907.
Protokolle der Verhandlungen des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten.
Protokolle der Verhandlungen des Deutschen Betonvereins.
Rohland, Der Portlandzement vom physikal.-chem. Standpunkte, Leipzig 1903.
Unger, Entwicklung der Zementforschung nebst neueren Versuchen auf diesem Gebiete, Stuttgart 1904.

b) Zeitschriften:

„Beton u. Eisen“, Herausgeber Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Baurat, Berlin.
Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Berlin.
Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamte zu Gr.-Lichterfelde (früher: Mechan.-Techn. Versuchsanstalt Charlottenburg, im Text kurz „Mitteilungen a. d. K. M.-A.“ genannt), Berlin.
Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. Techn. Hochschule München.
Mitteilungen der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt am schweizer. Polytechnikum Zürich.
Tonindustrie-Zeitung. Herausgeber E. Kramer, Dr. H. Hecht, Dr. M. Fiebelkorn, Berlin.

IV. Kapitel.
Arbeitsvorgang.

a) Betonmischmaschinen.

Bearbeitet von **H. Albrecht**, Ingenieur in Berlin.

Die großen Vorteile, welche die Maschinenmischung gegenüber dem früher üblichen Mischen des Betons von Hand bietet, haben dazu geführt, daß man in letzter Zeit mehr und mehr zur Maschinenmischung übergegangen ist und die Handmischung nur noch dort in Anwendung bringt, wo es sich entweder um die Herstellung so geringer Mengen Beton handelt, daß sich die Aufstellung einer Mischmaschine nicht lohnt, oder wo sich die Verwendung einer Mischmaschine aus anderen Gründen verbietet.

Die Überlegenheit der Mischmaschine gegenüber der Handmischung ist nicht nur dadurch begründet, daß man mit ihr schneller und billiger arbeitet und nicht mehr an die Aufmerksamkeit, den Fleiß und die Geschicklichkeit der Arbeiter gebundenist, sondern vor allem ist, wie zahlreiche Versuche bewiesen haben, die Maschinenmischung eine weit innigere und bessere, was bekanntlich von größtem Einfluß auf die Festigkeit des Betons ist. Es kann deshalb beim Mischen mit der Maschine in vielen Fällen auch eine magere Mischmasse mit Vorteil verwandt werden, da hierbei immer noch dieselbe Festigkeit des Betons erzielt wird, wie bei einer fetteren, von Hand hergestellten Mischung.

Die Entwicklung der Betonmischmaschine ist Hand in Hand gegangen mit dem gewaltigen Aufblühen der Betonindustrie in den letzten Jahren, so daß wir heute schon eine stattliche Reihe der verschiedenartigsten Mischmaschinen bezw. Mischmaschinentypen für Beton besitzen, welche in folgende Gruppen eingeteilt werden können:

a) Maschinen mit absatzweisem Betriebe oder Chargenmischer:

1. Freifallmischer
2. Feststehende, wagerecht gelagerte Mischtröge mit Bodenentleerungsklappe oder Bodenschieber
3. Mischtröge, die zum Entleeren um ihre wagerechte Achse gekippt werden
4. Maschinen mit aufrechtstehendem Mischbehälter
5. Maschinen mit um eine wagerechte Achse umlaufender Mischtrommel, und zwar solche, bei denen der Antrieb des Mischbehälters durch das Transportmittel herbeigeführt wird, und solche mit besonderem Antrieb für den Mischbehälter
6. Maschinen, bei denen die umlaufende Mischtrommel zum Entleeren um eine senkrecht zur Drehachse der Mischtrommel stehende Achse gekippt wird;

b) Maschinen mit ununterbrochenem Betriebe:

1. Maschinen mit wagerechtem, feststehendem Mischtrog und schneckenförmigen Rührern, welche das Mischgut ununterbrochen zum Auslaß transportieren
2. Maschinen mit geneigtem, feststehendem Mischtrog
3. Maschinen mit aufrechtstehendem, nicht umlaufendem Mischbehälter
4. Maschinen mit geneigter, umlaufender Mischtrommel

5. Maschinen mit umlaufender Mischtrommel, bei denen das Mischgut durch an der inneren Trommelwand angeordnete Schaufeln, Leisten oder dergl. ununterbrochen transportiert wird und
6. Maschinen mit hin- und herschwingendem Mischbehälter.

c) Als Chargenmischer dienender Transportwagen.

a) Maschinen mit absatzweisem Betriebe oder Chargenmischer.

Von den Mischvorrichtungen, bei denen der Betrieb ein nicht kontinuierlicher ist, das Gut also chargenweise aufgegeben und entfernt wird, sind zunächst die Freifallmischer zu erwähnen, die gleichsam den Übergang von der Hand- zur Maschinenmischung bilden. Sie erfordern wenig Bedienung, da sich das Gut durch den freien Fall mischt, und sind besonders dort am Platze, wo die Betonmasse in Baugruben verwandt wird. Im Eisenbetonbau jedoch nicht üblich.[1])

Als zweite, größere Gruppe der absatzweise arbeitenden Mischmaschinen folgen die Maschinen, bei denen der wagerecht gelagerte Mischbehälter feststeht und die Massen durch umlaufende Rührarme gemischt werden. Der Mischbehälter hat die Form eines oben offenen Troges, so daß der Mischvorgang beständig beobachtet werden kann. Dies ist ein nicht zu unterschätzender Vorzug, wenngleich die Staubentwicklung während des Trockenmischens bei den offenen Mischbehältern lästig empfunden wird.

Abb. 1 zeigt einen derartigen Betonmischer System Alfred Kunz u. Cie. in Kempten. Es ist dies eine sogenannte doppelt wirkende Maschine, weil zwei Systeme von Rührarmen auf den wagerecht nebeneinanderliegenden Wellen im Mischtroge angeordnet sind, so daß die an den Enden der Rührarme befestigten Schaufeln das Mischgut nicht allein an den Trommelwandungen, sondern auch zwischen sich in der Mitte der Trommel gehörig durchkneten und mischen. Der fertige Beton wird durch eine während des Mischens mit einer Klappe verschlossene Öffnung im Trogboden entleert. Die Schaufeln können auch, wie Abb. 2 zeigt, an den Rührarmen drehbar befestigt sein, so daß sie bis dicht an die Trommelwandung heranreichen können, ohne daß ein Festklemmen gröberer Stücke zwischen Trommelwand und Schaufel zu befürchten ist. Um eine noch schnellere und innigere Mischung der Betonmasse zu erzielen, hat man bei diesen Maschinen eine Anzahl Rührarme auch so gestellt, daß die an diesen befestigten Schaufeln in einem seitlich gerichteten Winkel zu den übrigen Schaufeln stehen. Dasselbe läßt sich erreichen, wenn die Schaufeln selbst durch geeignete Drehvorrichtungen entsprechend winklig eingestellt werden können. Bei einer derartigen winkligen Stellung der Schaufeln zueinander kann unbeschadet der Wirkung an Stelle des doppelt wirkenden Systems wieder das einfache treten, also die zweite Rührwelle fortfallen.

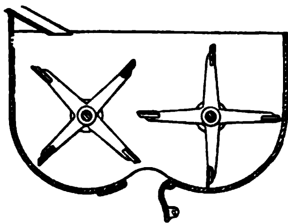


Abb. 1.

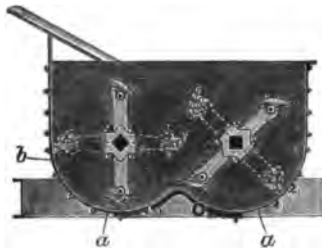


Abb. 2.

Eine doppelt wirkende Maschine dieser Art ist auch der in den Abb. 3 und 4 dargestellte Broughton-Mischer. Derselbe eignet sich besonders zur Herstellung einer für Kunststeine passenden Mischung. Die nebeneinanderliegenden Rührwellen drehen sich in entgegengesetztem Sinne und sind mit Rührflügeln versehen, welche solche

[1]) Siehe näheres Beton-Kalender 1907.

Winkel mit den Rührwellen bilden, daß das Mischgut beständig in entgegengesetzt gerichteter Bewegung gehalten, durch den Trog bewegt und gleichzeitig gehoben wird. Die Anordnung und Konstruktion der Rührflügel ist deutlich aus Abb. 4 zu ersehen.

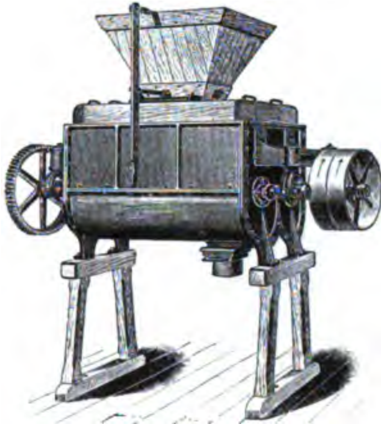


Abb. 3.



Abb. 4.

Die Maschine wird in 4 verschiedenen Größen von W. D. Dunning in Syracuse (U. S. A.) gebaut und liefert etwa 2 bis 10 m³ Beton in der Stunde.

Eine einfach wirkende kleinere Maschine neuerer Bauart mit Bodenentleerungsklappe zeigt Abb. 5. Diese Maschine liefert in 10 Stunden etwa 25 m³ Beton bei

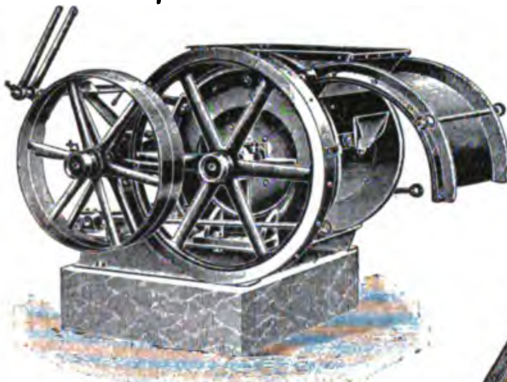


Abb. 5.

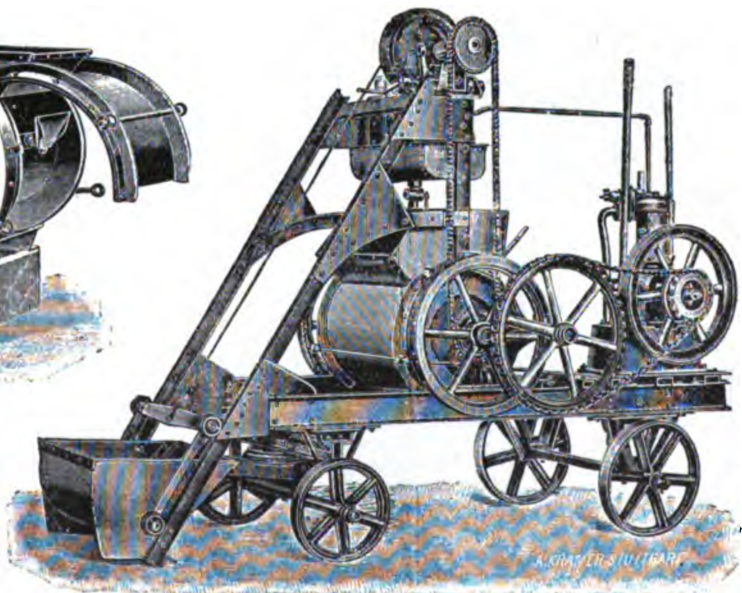


Abb. 6.

einem Kraftverbrauch von 1 PS. Sie eignet sich besonders für Hochbauten sowie für kleinere Zementwarenfabriken. Für größere Leistungen von 4 bis 6 m³ in der Stunde ist die in Abb. 6 dargestellte, mit Materialaufzug und Motor versehene Maschine dieser Art zu empfehlen, deren Kraftverbrauch etwa 3 PS beträgt.

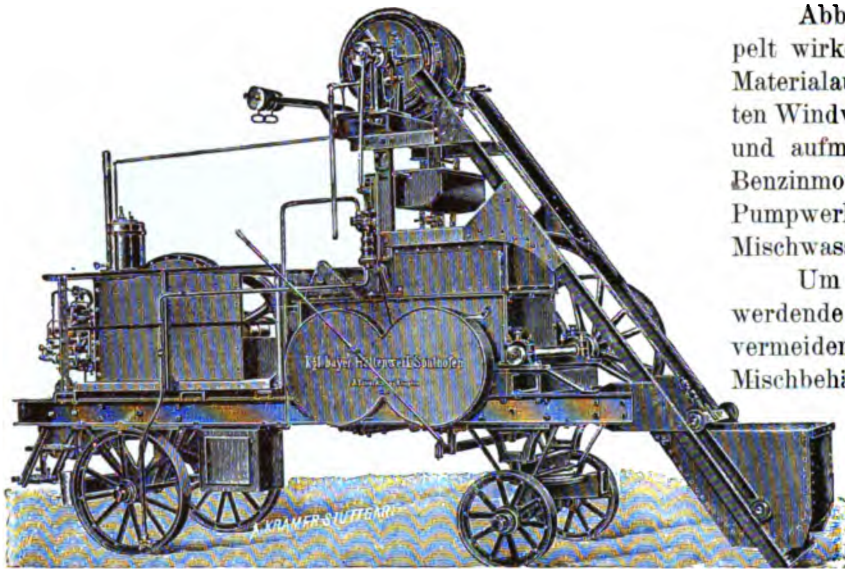


Abb. 7.

Abb. 7 zeigt eine doppelt wirkende Maschine mit Materialaufzug, einem zweiten Windwerk für den Beton und aufmontiertem Deutzer Benzinmotor nebst einem Pumpwerk für Kühl- und Mischwasser.

Um die leicht undicht werdende Bodenklappe zu vermeiden, hat man den Mischbehälter kippbar auf der Rührwelle angeordnet (Abb. 8). Der Mischtrog sitzt lose auf der Rührwelle und wird während des Mischens durch Riegel in der aufrechten Stellung festgehalten. Soll die Trommel entleert werden, so werden die Riegel ausgelöst, und die Trommel dreht sich selbsttätig nach unten. Durch eine Bremse wird sie sodann, solange es nötig ist, in der geneigten Entleerungsstellung gehalten, worauf sie unter Wirkung des Eigengewichtes nach Lösen der Bremse selbsttätig in die aufrechte Lage zurückkehrt.

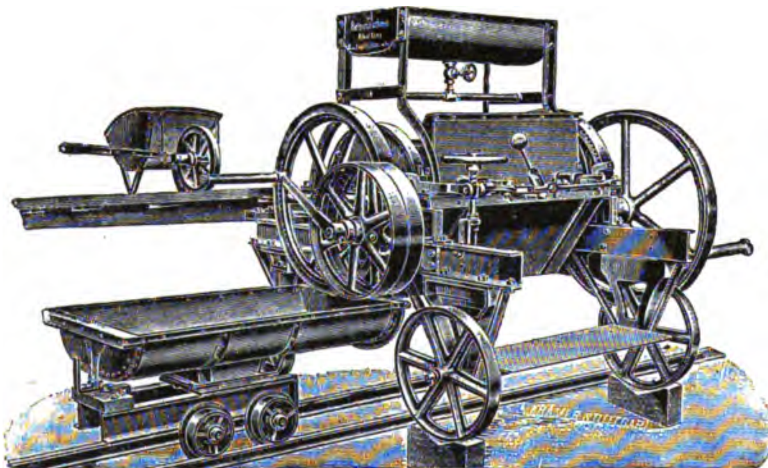


Abb. 8.

Diese Maschine eignet sich für Hand- und Motorantrieb und leistet mit letzterem stündlich bis zu 5 m³ bei einem Kraftbedarf von 3 bis 4 PS. Alle diese Maschinen System Kunz werden von dem Kgl. bayerischen Hüttenamt Sonthofen (Algäu) hergestellt. Großer Beliebtheit erfreuen sich in neuerer Zeit auch die Kipptrogmischmaschinen der Maschinenfabrik Rhein und Lahn von Gauhe,

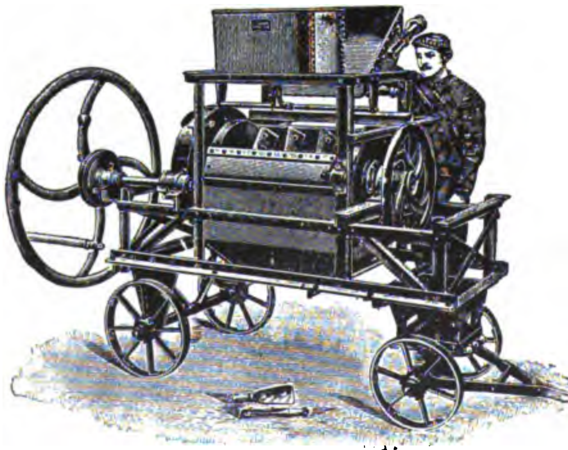


Abb. 9.

Gockel u. Cie. in Oberlahnstein, von denen Abb. 9 eine kleinere fahrbare Ausführungsform für Handbetrieb zeigt. Diese Maschine wird auch für maschinellen Antrieb hergestellt. Die Tagesleistung derselben beträgt bis 40 m³.

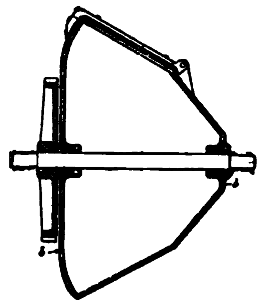
Offene Mischbehälter haben auch die gebräuchlichen stehenden Chargenmischer. Das Mischen erfolgt bei diesem meistens durch Rührarme, die auf senkrechten Wellen befestigt sind, jedoch sind auch Kollergänge zum Mischen von Beton mit Vorteil in Gebrauch.

Von den stehenden, mit Rührarmen in einem offenen Mischbehälter arbeitenden Chargenmischern wird am meisten die Maschine von Hüser empfohlen. Diese ist vorwiegend für dauernden Betrieb zur Aufstellung in Fabriken bestimmt, da sie nur geringen Raum beansprucht, und wird deshalb nur als feststehende Maschine von der Firma Beyer u. Zetsche in Plauen i. V. gebaut. Geliefert wird sie in drei verschiedenen Größen von 3 bis 10 PS. von 8 bis 45 m³ Tagesleistung.

Der Böcklensche Kollergang besitzt ähnliche Vorzüge wie der Betonmischer System Hüser.

Die nächste größere Gruppe der absatzweise arbeitenden Mischmaschinen bilden diejenigen, bei denen das Mischgut in umlaufenden Trommeln unter beständigem Überstürzen zur innigen Durchmischung gebracht wird. Zur Unterstützung der Mischarbeit können hierbei an den inneren Trommelwandungen Leisten oder Platten befestigt sein, die die Mischstoffe bis zu einer gewissen Höhe heben und dann herabfallen lassen.

Größere Trommelmischer müssen für die Drehung der Mischtrommel einen besonderen Antrieb erhalten, wie z. B. der in Abb. 10 dargestellte Messent-Betonmischer. Diese Maschine besteht aus einer gußeisernen, eigenartig gestalteten Kammer *b*, die sich um eine durchgehende Achse dreht. Die besondere Form hat den Zweck, die Materialien bei jeder Umdrehung so untereinander zu werfen, daß sie nach 6 bis 12 Umdrehungen der Trommel einen guten Beton liefern. Die Materialien werden durch die aus der Abbildung ersichtliche Klappe eingefüllt, diese wird darauf geschlossen und die Maschine nach einer bestimmten Anzahl Umdrehungen selbsttätig abgestellt. Das Mischgefäß kann nach Belieben größer oder kleiner ausgeführt und dementsprechend für Hand- oder maschinellen Betrieb eingerichtet werden.


Abb. 10.

Die üblichen Größen des Mischbehälters schwanken zwischen 0,5 bis 1,5 m³ Rauminhalt. Bei steigendem oder wechselndem Betrieb kann man mehrere dieser Mischgefäße mit gemeinsamem Antriebe versehen.

Die neuesten Type dieses Betonmischers sind von Lessop u. Appleby Bros. Ltd. für Japan gebaut worden, wobei elektrischer Antrieb sowohl für die Mischung wie für den Transport Verwendung fand.

Die Mischung geht hierbei während des Transportes der Maschine vom Materialdepot nach dem Arbeitsplatze vor sich, so daß durch den Transport ein Zeitverlust nicht entsteht. Mit diesen neueren Messent-Mischern werden etwa 90 m³ Beton in 10 Stunden fertiggestellt.

In ähnlicher Weise wie bei dem Messent-Mischer hat man vielfach versucht, durch eigenartige Formen des Mischbehälters die Mischarbeit zu unterstützen. So hat man z. B. den Mischgefäßen doppelkegelförmige, halbkugel-, birnen- und würfelförmige Gestalt gegeben. Der würfelförmige Mischbehälter erfreut sich besonders in Amerika großer Beliebtheit, da durch die Würfelform das Überstürzen und die innige Ver-

mischung der einzelnen Materialien sehr günstig beeinflußt werden soll. Die neueren Typen dieser Mischmaschine, die in folgendem noch erläutert werden, stellt die Municipal Engineering and Contracting Co. in Chikago her.

Zuvor seien jedoch noch kurz die um eine wagerechte Achse drehbaren Trommeln erwähnt, bei denen die Anschläge oder Leisten zum Heben des Mischgutes fehlen und die Mischung lediglich durch lose in die Trommel eingelegte Eisenkugeln oder durch geneigte Stellung des Mischbehälters zur Drehachse bewirkt wird. Unter den letzteren verdient besonders eine neuere Mischmaschine von Rozsa in Budapest erwähnt zu werden. Wie Abb. 11 zeigt, besteht die Mischtrommel aus zwei etwa in der Mitte der Trommellänge aneinanderstoßenden schiefen Zylindern. Während der Drehung der Trommel bilden abwechselnd der mittlere Teil und die beiden Enden der Trommel die tiefsten Stellen, so daß das Mischgut dementsprechend abwechselnd gegen die Mitte und gegen die beiden Enden der Trommel getrieben wird. Dieses Gegeneinander- und Auseinanderrütteln des Mischgutes erfolgt jedoch nicht nur durch die Schwerkraft, welche den Trommelinhalt stets gegen die jeweils tiefsten Stellen treibt, sondern auch durch die Zentrifugalkraft, welche das Mischgut in der Mitte der Trommellänge zu vereinigen sucht, in dem Falle, wo das Gut auf dem trichterförmigen Teil des Trommelmantels liegt, und es gegen die beiden Enden der Trommel zu zerteilen sucht, in dem Falle, wo es sich auf dem sattelförmigen Trommelteil befindet. Durch dieses fortwährende Vereinigen und Zerteilen des Mischgutes bei gleichzeitiger Vermischung in der Querrichtung wird bereits in kürzester Zeit ein inniges Vermischen selbst schwer vermischbarer Stoffe erzielt.

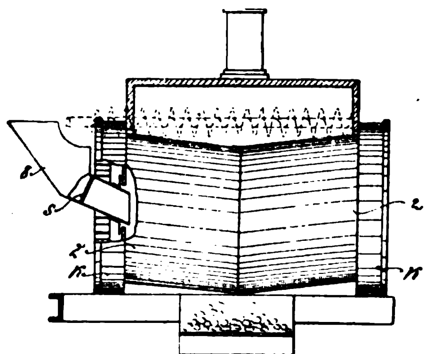


Abb. 11.

In der Zeichnung ist die neue Trommel schematisch dargestellt. Wie aus der Abbildung ersichtlich, besteht die Mischtrommel aus zwei schiefen Zylindern 2 und 2', die sich auf die halbe Trommellänge erstrecken und in der Mitte der Trommellänge zusammenstoßen. Die Trommel kann mittels der Führungskränze *k k* auf Rollen oder dergleichen drehbar gelagert, in beliebiger Weise in Drehung versetzt und im Bedarfsfalle erhitzt werden.

Der besondere Vorzug dieser Maschine besteht darin, daß sie trotz ihrer einfachen Konstruktion eine gründliche Kreuz- und Quervermengung des Mischgutes gewährleistet, indem dasselbe beim Drehen der Trommel abwechselnd gegen die Mitte und die beiden Enden getrieben wird und dementsprechend eine Mischung nicht allein in einer zur Drehachse senkrechten Ebene, sondern auch in der Längsrichtung stattfindet.

Von den um eine wagerechte Achse drehbaren Chargenmischern mit zylinderförmiger Mischtrommel sind noch diejenigen zu erwähnen, bei denen das Mischgut durch im Inneren der Trommel angeordnete Anschläge, Leisten oder Flügel gemengt und vielfach auch gleichzeitig von einem zum anderen Ende der Trommel befördert wird. Eine der bekanntesten und vorzüglichsten Maschinen dieser Art ist die in Abb. 12 dargestellte Ransome-Mischmaschine. Diese besteht im wesentlichen aus einer auf 4 Rollen drehbar gelagerten hohlen Mischtrommel, die ihren Antrieb von einer auf demselben fahrbaren Gestell aufgestellten Maschine unter Vermittlung eines Zahngetriebes erhält, welches in einen auf dem Trommelumfange angeordneten Zahnkranz eingreift. Abb. 12 zeigt die Maschine von der Seite gesehen,

auf welcher die Entleerung stattfindet, es ist hier vor allem die Entleerungseinrichtung und der Antrieb zu erkennen. Einen besseren Einblick in die Wirkungs- und Arbeitsweise der Maschine gibt uns die in Abb. 13 dargestellte Innenansicht der Mischtrommel, besonders ist die Anordnung und Gestalt der Mischflügel hier zu erkennen. Wie ersichtlich, ist am inneren Trommelmantel zunächst eine Reihe von Misch- und Transportflügeln *B* befestigt, die besonders durch ihre eigenartige Form auffallen.

Jeder dieser Flügel erstreckt sich von einem Trommelende zum anderen und ist so gestaltet, daß er dem Mischgut, sobald die Trommel in Umdrehung versetzt wird, eine senkrechte und längsgerichtete Bewegung gibt, so daß dasselbe unter gleichzeitiger gründlicher Mischung auch von der Aufgabestelle zum Entleerungsende der Trommel transportiert wird. In der Nähe der Entleerungsöffnung sind die Flügel *B* scharf nach oben abgebogen, so daß sie dort taschenartige Behälter bilden, in denen der fertig gemischte Beton so hoch gehoben wird, daß er auf die weit nach oben in das Trommel-



Abb. 12.



Abb. 13.

innere hineinragende Ausschüttrinne fällt. Die Entleerungsöffnung und mit ihr die Ausschüttrinne sind praktisch so hoch angeordnet, daß die ziemlich hohe Abfuhrkarre bequem zur direkten Aufnahme des ausfließenden Betons unter der Schüttrinne aufgestellt werden kann.

Die Mischung wird noch unterstützt durch eine zweite Reihe von Mischflügeln, welche auf der Innenkante der Mischflügel *B* befestigt sind und quer zu diesen in entgegengesetzter Richtung verlaufen.

Die Umdrehung der Trommel ist aus praktischen Gründen keine allzu schnelle, die Drehungszahl in der Minute soll 125 nicht übersteigen. Berücksichtigt man hierbei, daß infolge der zweckmäßigen Form und Anordnung der Mischflügel das Mischgut bei jeder Trommelumdrehung vier volle Wendungen macht, so erklärt sich, wie in der kurzen Zeit von kaum 30 Sekunden eine der Größe der Maschine entsprechende bestimmte Charge von Sand, Zement und Steinen als gründlich gemischter Beton die Maschine verläßt.

Die Maschine wird von der Ransome Concrete Machinery Co. in New-York in vier verschiedenen Größen für etwa $^1/_4$ bis 1 m^3 haltende Chargen geliefert. Der Kraftverbrauch derselben beträgt 7 bis 20 PS.

Von den absatzweise arbeitenden Mischmaschinen kommen denen mit ununterbrochenem Betrieb am nächsten diejenigen, die während des Entleerens die Mischarbeit

nicht zu unterbrechen brauchen, indem sie ohne Unterbrechung der das Mischen bewirkenden Umdrehung um eine senkrecht zu ihrer Drehachse liegende Achse zum Entleeren gekippt werden.

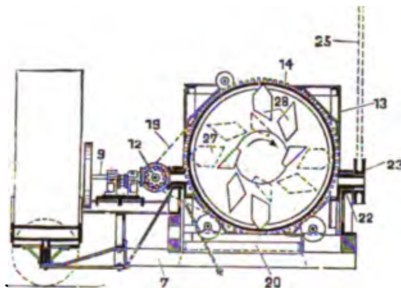


Abb. 14.

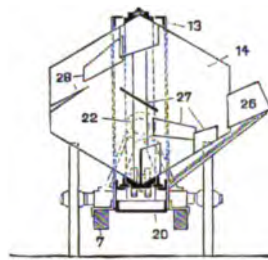
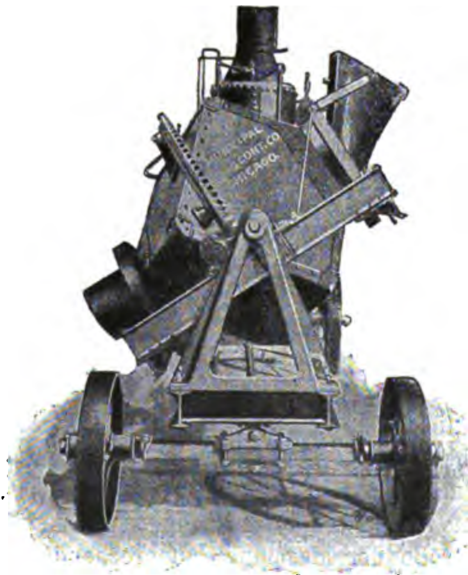


Abb. 15.

Eine der gebräuchlichsten Maschinen dieser Art ist die von Th. L. Smith in Milwaukee, dargestellt in Abb. 14 in einem senkrechten Querschnitt, in Abb. 15 in einem Längsschnitt. Auf einem Fahrgestell 7 ruht in einem Kippgestell 13 die doppelkegelförmige, an beiden Seiten offene Mischtrommel 14. Sie ist innen mit zwei Sätzen von Führungsplatten 27, 28 ausgestattet, die in sich kreuzenden spiralförmigen Windungen verlaufen, so daß das Mischgut beim Kreisen der Trommel von einem Ende zum anderen hin- und hergeworfen wird, bis das Entleeren durch Kippen der Trommel erfolgt. Um letzteres zu ermöglichen, ohne daß die Umdrehung der Trommel unterbrochen wird, ist das Kippgestell 13, in dem die Trommel auf Trag- und zwischen Führungsrollen drehbar gelagert ist, mit Schildzapfen versehen, die in Lagern 22 ruhen, so daß das Gestell in diesen Lagern gekippt werden kann. Auf Trommelmitte liegt ein Führungsring mit einem Zahnkranz, in den eine Kette 19 eingreift, die durch ein auf einer kurzen Querwelle 12 sitzendes Kettenrad angetrieben wird. Dieses erhält seinen Antrieb durch Kegelräder von einer Welle *c*, die gleichachsig mit den Schildzapfen des Kippgestelles liegt, so daß die Kegelräder auf Welle 9 und Querwelle 12 beim Kippen des Gestelles in ständigem Eingriff bleiben. Das Lager der Querwelle 12 ist an dem Schildzapfen des Kippgestelles befestigt, so daß Querwelle 12 nebst Kegelrad 11 und Kettenrad 18 beim Kippen des Gestelles dieselbe Neigung erhalten wie die Mischtrommel. Das Gestell wird gekippt durch Handhebel 25, die in eine auf dem rechtsseitigen Schildzapfen befestigte Scheibe 23 eingesteckt werden. Die Schildzapfen


Abb. 16.

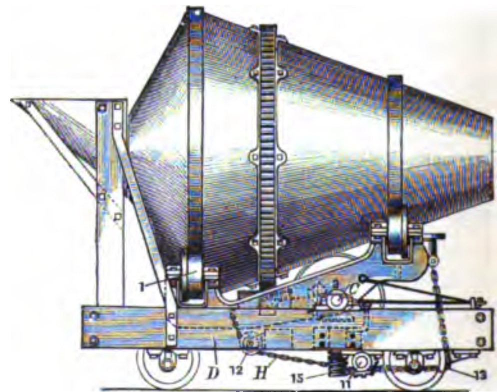


Abb. 17.

liegen möglichst nahe dem Schwerpunkte der gefüllten Trommel, um das Kippen des mit einem Gegengewicht 20 versehenen Gestelles zu erleichtern. Zum Aufgeben des Mischgutes dient Fülltrichter 26, durch den das Material dem in der Abbildung rechtsseitigen offenen Trommelende sowohl während der Umdrehung als auch beim Stillstande zugeführt werden kann. Kraftverbrauch bei 12 bis 15 m³ stündlicher Leistung 8 bis 10 PS.

Eine in ähnlicher Weise kippbare Mischmaschine mit würfelförmiger Mischtrommel, die als Chicago improved cube concrete mixer bekannt geworden ist, zeigt Abb. 16 in gekippter Entleerungsstellung. Die leichteren fahrbaren Ausführungsformen sind zusammen mit der Antriebsmaschine auf einem Fahrgestell montiert. Diese Maschinen werden in sechs verschiedenen Größen von 1,5 und 3 bis zu 50 und 60 m³ stündlicher Leistung und einem entsprechenden Kraftverbrauch von 1 bis 28 PS von der Municipal Engineering and Contracting Co. in Chicago hergestellt.

Durch einfache Anordnung des Kipp- und Drehmechanismus zeichnet sich der Betonmischer System Judd (Abb. 17) aus. Hierbei ist der kippbare Rahmen auf einer unterhalb der Mischtrommel im Fahrgestell *D* angeordneten Antriebswelle *C* drehbar gelagert. Das Kippgestell, aus zwei durch ein Querstück miteinander verbundenen, beiderseits der Trommel liegenden Armen 3 bestehend, trägt die Führungsrollen 1, zwischen und auf denen die Mischtrommel drehbar gelagert ist. In dem Querstück des Kippgestells ist eine kurze, mit der Trommelachse parallele Welle gelagert, die durch Kegelräder von der Antriebswelle *C* getrieben wird und mittels eines auf ihrem freien Ende befestigten Zahnrades einen Zahnkranz auf der Trommel und damit letztere treibt. Auch das Kippen des Gestelles wird hier mechanisch von der Antriebswelle *C* durch ein Kegel- und Schneckengetriebe 15 bewirkt, das eine Querwelle 11 dreht, die ein Kettenrad zum Auf- bezw. Abwickeln der Kette *H* trägt. Letztere ist an den gegenüberliegenden Enden des Kippgestells befestigt und wird über Rollen 12 und 13 geführt, so daß, je nachdem sich die Welle links oder rechts herumdreht, die Trommel nach rechts oder links kippt, wobei ihr Umlauf ununterbrochen fortdauern kann.

Interessant durch ihre bequeme Beschickungs- und Entleerungsvorrichtung ist die in Abb. 18 in einem Längsschnitt gezeigte Betonmischmaschine von Frank B. Gilbreth in Boston. Sie läßt sich beschicken und entleeren bei fortgesetzter Umdrehung der Mischtrommel, gestattet somit einen fast ununterbrochenen Betrieb, ohne daß ein Kippen des Mischbehälters erforderlich wird, und zwar durch folgende Einrichtung:

Die auf Rollen *b* eines fahrbaren Rahmens *a* gelagerte doppelkegelförmige Trommel *c* ist an ihren beiden gegenüberliegenden Enden in den Deckeln *d* mit großen Ein- und Ausfuhröffnungen *f* versehen. Frei durch die Trommel hindurch gehen in deren Längsrichtung Schienen *g*, die auf dem Rahmen befestigt sind und auf denen die Fahrzeuge behufs Beschickung und Entleerung der Trommel in diese hinein- und aus ihr herausgefahren werden können. Zwischen und unter den seitlichen Führungen *g* liegt eine weitere Schiene *h*, die vollständig durch die Mischtrommel hindurchgeht und auf von den Ständern getragenen Querschienen *i* befestigt ist.

Bei Verwendung von Schubkarren zum Beschicken und Entleeren können diese direkt in die Mischtrommel von beiden Enden her eingefahren werden, wobei das Rad der Schubkarre auf der Schiene *h* läuft und die Seiten des Schubkarrenkörpers sich auf die Führungsschienen *g* legen können, um ein Umkippen der Karre oder deren Ablenkung von der Bahn zu verhindern. In der Praxis wird man eine Plattform *j* an jedem Ende der Mischtrommel und nahezu in der Höhe der Schiene *h* anordnen, so

daß, während sich die Mischtrommel dreht, die Arbeiter die Schubkarre in diese hineinfahren und, wie durch punktierte Linien in Abb. 18 angegeben ist, das darauf befindliche Material in deren unteren Teil schütten können. Sobald die leere Schubkarre an einem Ende der Mischtrommel zum Wiederladen entfernt wird, kann eine andere am entgegengesetzten Ende der Trommel einfahren.

Wenn auf diese Weise die erforderlichen Mengen der Mischstoffe in die Mischtrommel geschüttet worden sind, läßt man diese die erforderliche Anzahl Umdrehungen machen, wobei ihre Misch- oder Hebeplatten die Materialien auf einer Seite der Trommel emporheben und nacheinander herabstürzen lassen, wodurch die verschiedenen, in die Mischtrommel geschütteten Massen tüchtig gemischt werden.

Innerhalb der Trommel *c* befindet sich eine Reihe von Misch- und Hebeplatten *e*, wodurch die Materialien beim Drehen der Trommel bis in den oberen Trommelteil gehoben werden und dann wieder herabstürzen.

Innerhalb der drehbaren Mischtrommel *c* sind ferner die Ablenkungsplatten *k* angeordnet, die auf von den seitlichen Führungsschienen *g* sich erhebenden Ständern *l* getragen werden.

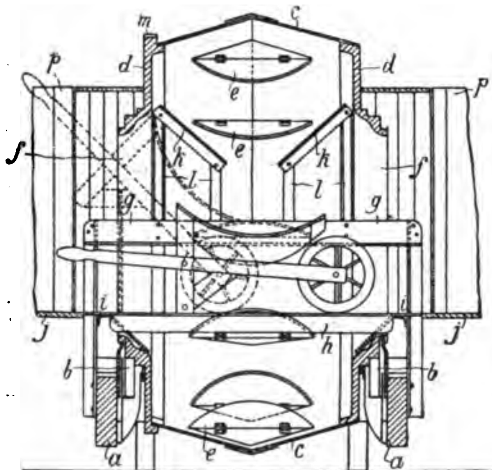


Abb. 18.

Nachdem das Mischen beendet ist, werden behufs Entleerung der Mischtrommel die Schubkarren oder sonstigen Fahrzeuge zuerst von dem einen und dann von dem anderen Ende in die Mischtrommel gebracht, um die gemischten Materialien innerhalb der Trommel aufzufangen, wie sie von den aufeinander zulaufenden Ablenkungsplatten *k* nach dem unteren Trommelteil zu fallen. Offenbar wird eine Schubkarre oder Karre an der in der Abb. 18 in vollen Linien gezeigten Stelle fast alle solche von den Ablenkungsplatten gleitenden Materialien auffangen. Sobald eine Schubkarre oder Karre voll ist, wird sie entfernt und durch eine andere ersetzt, die man von dem anderen Ende der Mischtrommel her einfährt, bis die Trommel entleert ist. Die Beschickung und Entleerung der Mischtrommel geschieht also in einer und derselben Höhe. Auf diese Weise läßt sich die Verwendung von abschüssigen Rinnen und dergleichen und die damit verbundene Schwierigkeit des Festsetzens der Materialien vermeiden; die Arbeit des Beschickens und Entleerens wird erheblich erleichtert und die Einrichtung der Maschine wird einfacher und billiger.

Die Drehung der Mischtrommel kann in beliebiger Weise erfolgen. In Abb. 18 besitzt der Deckel *d* am linken Ende einen Zahnkranz *m*, der mit einem Treibrade im Eingriff steht, das auf einer Welle festsitzt. Letztere wird in auf dem fahrbaren Rahmen angeordneten Lagern gehalten und erhält ihren Antrieb von einem Riemen, durch den die Welle und Mischtrommel von einer passenden Kraftwelle aus gedreht werden.

Zum Schließen der seitlichen Öffnungen der Trommel während des Mischens sind Türen *p* vorhanden, die sich über der Plattform *j* schließen lassen und sich gegen die Außenflächen der Deckel *d* legen; sie lassen sich nach außen hin öffnen, um die Karren einzufahren.

An letzter Stelle soll hier noch eine neuere Maschine dieser Gruppe von Georg Schmidt in Dresden Erwähnung finden, welche sich von den bereits erörterten Betonmischern desselben Systems besonders dadurch unterscheidet, daß der kippbare Mischbehälter eine birnenförmige Gestalt besitzt und auf einer Seite vollständig offen ist.

Abb. 19 zeigt die Seitenansicht und Abb. 20 einen Schnitt durch die Mischbirne und deren Antriebsmechanismus.

Das auf vier Wagenrädern *a* montierte schmiedeiserne Gestell *b* trägt in zwei horizontalen Lagern *c* die Zapfen eines Bügels *d*, welcher in zwei rechtwinklig zu diesen gerichteten Lagern die Achse *e* des Mischbehälters *f* trägt. Die Zapfen des Bügels *d* sind hohl und dienen den beiden Wellen *g* und *h* als Lager. Die Welle *g* trägt außen Fest- und Losscheibe *i* für den Antrieb der Maschine und innerhalb des Bügels einen konischen Zahnkolben *k*, welcher mit einem Zahnkranze *m* an dem Behälter *f* in Eingriff steht. Die Welle *h* trägt ebenfalls innerhalb des Bügels einen in den Zahnkranz *m* eingreifenden Zahnkolben *n*. Auf einem der Zapfen des Bügels sitzt ein Kettenrad *p* fest, welches durch eine Kette mit der Kurbelwelle *q* mit Kettentrieb und Sperrad in Verbindung steht, so daß der Bügel mit dem Behälter um die Wellen *g* und *h* gekippt werden kann. Ein Anschlag b^1 am Gestell *b* dient dem unteren Ende des Bügels *d* zum Auflager, wobei die Achse *e* sich in geneigter Lage befindet.

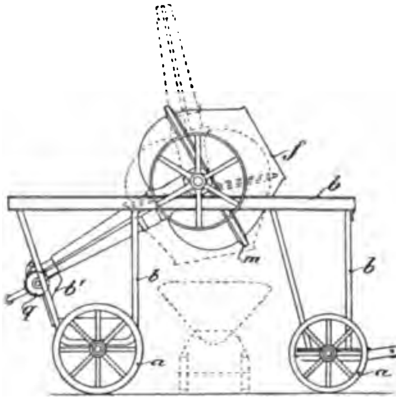


Abb. 19.

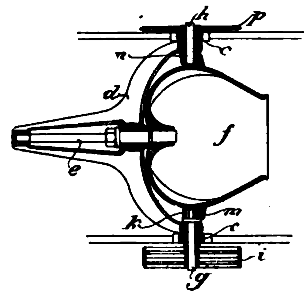


Abb. 20.

Eine bemerkenswerte Neuerung bei dieser Maschine besteht darin, daß die Birne so abgemessen und gelagert ist, daß im gefüllten Zustande der Schwerpunkt etwas oberhalb der Drehachse des Bügels, und zwar zwischen ihr und der Ausgußöffnung liegt, so daß die Aufwärtsdrehung des Bügels sehr leicht oder nach erfolgter Auslösung der Arretierung selbsttätig erfolgt. Nach Entleerung wird der Schwerpunkt sich auf die entgegengesetzte Seite verlegen und das Zurückdrehen dadurch ebenso erleichtert. Der Bügel mit dem Mischhehälter befindet sich also im gefüllten Zustande vor dem Umkippen und nach der Entleerung während der Kippstellung im labilen Gleichgewicht.

Zur etwaigen Unterstützung der beschriebenen Bewegungen dient das Kettenrad- und Kurbelgetriebe *q*.

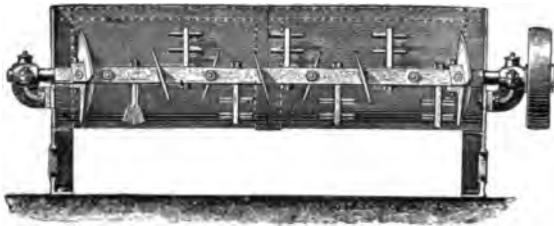
Durch die annähernd kugelige Form der Mischbirne wird beim Kippen ein zu großer Ausschlag nach unten vermieden, so daß man, ohne der Maschine eine zu große Höhe geben zu müssen, einen normalen Rollwagen unter sie stellen kann, um direkt in diesen zu entleren.

Die besondere Anordnung der Drehachse des kippbaren Bügels ermöglicht ein leichtes, bezw. selbsttätiges Kippen des Mischbehälters in die Entleerungsstellung und ein ebenso leichtes Zurückkippen der entleerten Birne in die Arbeits-

stellung, wodurch eine außerordentlich einfache und rasche Handhabung der Maschine gewährleistet wird.

b) Maschinen mit ununterbrochenem Betriebe.

Bei diesen Maschinen wird das Mischgut an dem einen Ende des Mischgefäßes in ununterbrochenem Arbeitsgange aufgegeben und verläßt es am anderen Ende ebenfalls fortlaufend. Die einfachsten kontinuierlich arbeitenden Betonmischmaschinen sind diejenigen mit wagerechtem, muldenförmigem Mischbehälter, wie ein solcher in Abb. 21 zur Darstellung gebracht ist. Die Mischmasse wird in dem oben offenen Behälter durch drehbare Mischschaufeln ununterbrochen vom Aufgabe- bis zum Entleerungsende transportiert und hierbei gleichzeitig gemischt. Vorteilhaft wechseln die drehbaren Misch- und Transportschaufeln mit einfachen Mischkreuzen ab, wie dies in Abb. 21 der Fall ist. Diese Maschinen haben zwar den Vorzug großer Einfachheit und Übersichtlichkeit, müssen jedoch, um ein einigermaßen günstiges Resultat zu liefern, eine sehr lange Mischmulde besitzen, was, abgesehen von anderen Unannehmlichkeiten, meistens eine recht lange Mischdauer oder ein langsames Arbeiten bedingt. Trotzdem sollen nach Angabe von Bünger u. Leyrer in Düsseldorf-Derendorf, den Fabrikanten dieses Muldenmischers, schon bei einer Muldenlänge von etwa 3 m sehr vollkommene Mischungen erzielt sein bei der immerhin recht ansehnlichen Leistung von etwa 5 m³ Mörtel für die Stunde.


Abb. 21.

Um die Bewegung des Mischgutes von dem Einlaß- zum Auslaßende des Troges noch zu beschleunigen und unter Ausnutzung der Schwere der Materialien zum Teil in eine selbsttätige zu verwandeln, hat man dem Mischtroge auch eine mehr oder weniger geneigte Stellung gegeben. Vorzügliche Maschinen dieses Systems, die sich besonders für kleinere Betriebe eignen und sowohl von Hand als auch maschinell angetrieben werden, liefern Gauhe, Gockel u. Cie. in Oberlahnstein.


Abb. 22.


Abb. 23.

In Abb. 22 ist eine derartige fahrbare Maschine mit Handbetrieb dargestellt, dieselbe liefert 1,5 bis 3 m³ Beton für die Stunde.

Abb. 23 zeigt dieselbe Maschine stationär mit maschinellem Antrieb. Bei einem Kraftbedarf von 1,5 bis 2 PS werden stündlich 4 bis 6 m³ Beton erzielt.

In diese Gruppe kontinuierlich arbeitender Maschinen gehört auch ein älteres System, bei dem man das bei der Handmischung übliche Verfahren nachahmte, indem in zwei hintereinander angeordneten Zylindern zunächst im ersten der Mörtel für sich gemischt und dann unter Stein- und Kieszusatz im zweiten Zylinder die eigentliche Betonmischung vorgenommen wurde. Diese Maschinen sind jedoch wegen ihres großen Raumbedarfs, sowie wegen der langen Dauer des getrennten Mischprozesses, der wohl bei der Handmischung, nicht aber bei der weit wirksameren Maschinenarbeit seine Berechtigung hat, wenig zu empfehlen und werden daher kaum noch gebaut. Bemerkenswert ist jedoch eine neuere Maschine dieser Art von Koeppel u. Obermeier in Plauen i. V., bei welcher besonders durch die kollerförmige Ausgestaltung und die besondere Antriebsweise des Naßmischers ein vorzügliches Mischprodukt erzielt wird. In Abb. 24 ist diese Maschine in einem Längsschnitt dargestellt, während Abb. 25 einen Querschnitt durch die Naßmischvorrichtung wiedergibt. Letztere besteht aus einem im hinteren Teile der Mischtrommel befind-

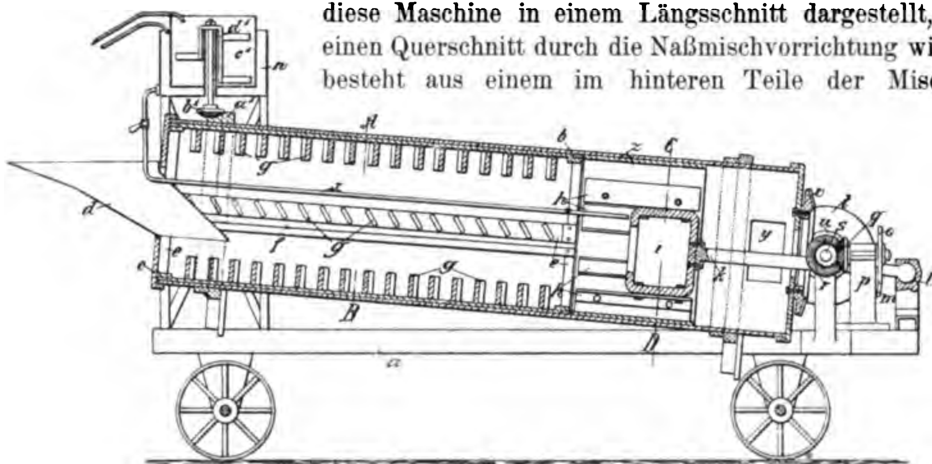


Abb. 24.

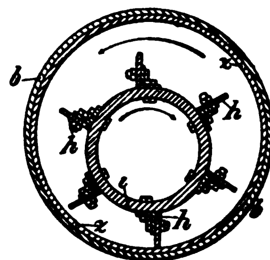


Abb. 25.

lichen, entgegengesetzt wie die Mischtrommel umlaufenden und mit auswechselbaren Mischbacken besetzten Koller, vor welchem in bekannter Weise ein Wasserzuführungsrohr endigt, das zwischen den Mischbacken des Kollers mit kleinen Austrittsöffnungen ausgestattet ist.

Bei dieser Mischmaschine wird das Gut zunächst in trockenem Zustande durch die radial gestellten Schaufeln wie von Hand durcheinandergeworfen, nach dem Verlassen der Schaufeln angefeuchtet und sofort nochmals durch den Koller innig durchgeknetet. Hierauf verläßt das fertig gemischte Gut die Mischtrommel seitlich oder bei größeren Mengen am Ende derselben.

Außerdem ermöglicht diese Mischmaschine eine schnelle und gründliche Reinigung der Einzelteile, da sowohl der Schaufeleinsatz wie auch der Koller mit leichter Mühe in wenigen Minuten aus dem Inneren der Trommel herausgezogen, gereinigt und wieder hineingesetzt werden können.

Wie aus den Abbildungen zu ersehen, ist die Mischtrommel *b* auf einem fahrbaren Gestell *a* drehbar gelagert. Der vordere Deckel *c* der Mischtrommel ist abnehmbar und besitzt eine Öffnung, durch welche das Mischgut aus dem Fülltrichter *d* in beliebig regelbarer Menge in die Trommel *b* fällt. Der Trichter *d* ist durch eine

Scheidewand in zwei Räume geteilt, von denen der eine zum Einfüllen von Sand und Kies, der andere dagegen zum Einfüllen von Zement dient. In die Mischtrommel *b* ist vorn ein Einsatz *e* geschoben und durch Eintreiben einer konischen Zunge *f* auseinandergespreizt, so daß sich der Einsatz fest gegen die Innenwand der Mischtrommel legt und die gleiche Bewegung wie diese ausführt. Auf den Längsschienen dieses Einsatzes *e* sind radial gestellte schräge Schaufeln *g* befestigt, welche das eingeführte Gut trocken mischen. Hinter dem Einsatz *e* befindet sich ein mit auswechselbaren Mischbacken *h* besetzter Koller *i*, der mittels einer Welle *k* mit Kugelkopf in dem auf dem Gestell *a* befestigten Lagerbock *l* gelagert ist. Auf der Welle *k* sitzt ein Kettenrad *m*, welches durch eine Kette mit einem weiteren Kettenrad *o* in Verbindung steht. Dieses ist auf einer in einem am Gestell *a* angebrachten Lager *p* sich drehenden Welle angeordnet, die noch ein Kegelrad *q* trägt, das mit einem Kegelrad *r* der Hauptantriebswelle *s* in Eingriff steht. Auf der Hauptantriebswelle sitzen außerdem noch die Riemenscheiben *t* und ein Kegelrad *u*, das in einen Zahnkranz *v* der Mischtrommel *b* eingreift.

Bei großen Arbeitsleistungen kann man den Austritt des Gutes auch am Ende der Mischtrommel durch die Hinterwand erfolgen lassen, doch müßte in diesem Falle die Mischtrommel einen seitlichen Antrieb erhalten und die seitliche Austrittsöffnung durch einen Schieber geschlossen werden.

Am Vorderteil der Mischmaschine ist ein Wasserbehälter *w* angebracht, von welchem bis vor den Koller *i* ein Rohr *x* führt, welches zwischen den Mischbacken des Kollers *i* mit kleinen Austrittsöffnungen versehen ist. *y* ist eine am hinteren Ende der Mischtrommel *b* befindliche Austrittsöffnung für das Gut und *z* die eingesetzte Bahn des Kollers *i*, welche bis zum Einsatz *e* geht.

Das in den Trichter *d* geschüttete, noch trockene Gut fällt zunächst zwischen die Schaufeln *g* des mit der Mischtrommel *b* rotierenden Einsatzes *e*, wird von diesen durcheinandergeworfen und gleitet gleichzeitig infolge der schrägen Lagerung der Mischtrommel nach hinten. Sobald das Gut die Schaufeln *g* passiert hat, wird es durch das aus den Öffnungen des Rohres *x* austretende Wasser bespritzt und gleichzeitig von den Mischbacken *h* des schneller als die Mischtrommel rotierenden Kollers *i* erfaßt und in nassem Zustande innig durcheinandergeknetet, um hierauf durch die Öffnung *y* oder am Ende aus der Mischtrommel *b* auszutreten.

Infolge dieser Arbeitsweise kann der Mischmaschine vorn beständig Gut zugeführt werden. Die Entleerung erfolgt selbsttätig.

Auch die in Abb. 26 dargestellte Mischmaschine der Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary u. Co. arbeitet unter Benutzung getrennter Mischbehälter für die Trocken- und Naßmischung. Diese Maschine hat den Vorzug, daß die Mörtelmasse nicht in dicker Schicht und daher ungleichmäßig durchfeuchtet wird, sondern zunächst trocken in einem senkrechten Rührwerk bearbeitet wird, um dann in einem schmalen Strome nach einer Befeuchtungsrinne, die mit Berieselungsrohr und einer Förderschnecke besetzt ist, zu gelangen, von wo aus sie gleichmäßig durchfeuchtet die Maschine verläßt. Die trockene Mörtelmasse wird in dem aufrechtstehenden Behälter *a* mittels der Flügelwelle *b* fein vermischt, die mittels geeigneten Rädergetriebes in Umdrehung zu erhalten ist.

Durch einen mittels Schiebers *d* einzustellenden Auslauf *g* am unteren Teil des Behälters *a* gelangt der gemischte trockene Mörtel in die mit Förderschnecke *h* versehene Rinne *k*, über der sich das Berieselungsrohr *i* befindet, so daß nun die in

dünner Schicht nach dem Auslauf *b* bewegte Masse in gewünschter Weise gleichmäßig angefeuchtet wird.

Das bei dieser Maschine in Anwendung kommende Prinzip, die eigentliche Mischung in senkrechten Behältern vorzunehmen, ist auch sonst bei ununterbrochen arbeitenden Maschinen, besonders wenn es sich um die Herstellung kleinerer Mengen

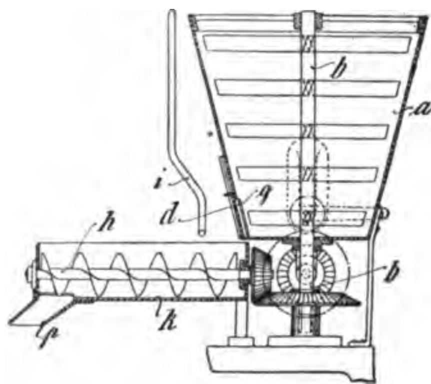


Abb. 26.



Abb. 27.

handelt, gebräuchlich. Abb. 27 zeigt einen kleinen Betonmischer dieser Art von Gauhe, Gockel u. Cie. In dem senkrecht stehenden Mischgefäß sinken die Materialien durch ihre eigene Schwere allmählich nach unten, wobei sie durch umlaufende Rührflügel innig gemischt werden. Man rühmt diesen kleinen Maschinen nach, daß sie bei geringem Kraftverbrauch eine hohe Leistung und vorzügliche Mischung ergeben (1,5 bis 2 m³ bei Handbetrieb und 4 bis 6 m³ bei maschinellem Antrieb und einem Kraftbedarf von 1,5 bis 2 PS).

Den Maschinen mit geneigtem oder aufrecht stehendem, festem, offenem Mischbehälter schließen sich diejenigen mit geneigter, umlaufender Mischtrommel an. Bewährte Maschinen dieses Systems, welche sich besonders für kleinere Betriebe eignen, werden von W. H. Anderson & Sons, Detroit, Mich., hergestellt. Abb. 28 zeigt einen



Abb. 28.

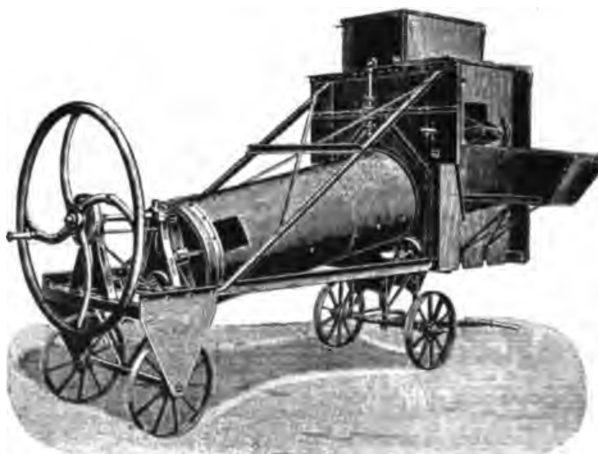


Abb. 29.

kleineren Anderson-Mischer mit Handbetrieb. Die Arbeitsweise desselben ist äußerst einfach. Zement, Sand, Steine usw. werden im trockenen Zustande im erforderlichen Mengenverhältnis in den Fülltrichter geschaufelt, worauf unter beständiger Drehung der

sechseckigen Mischtrommel im vorderen Teile derselben zunächst die Trockenmischung erfolgt. Hierauf wird etwa in halber Trommellänge durch eine regulierbare Bewässerungsvorrichtung dem Gemisch die nötige Wassermenge zugesetzt. Die sechseckige Form der Mischtrommel unterstützt in wirksamster Weise die Mischung. Je nachdem die Mischung längere oder kürzere Zeit beansprucht, wird der Trommel eine größere oder geringere Neigung gegeben, wodurch die Betonmasse infolge ihrer Schwere schneller oder langsamer von dem oberen zum unteren Trommelrande gelangt. Durch ein Schraubengetriebe läßt sich die Neigung der Trommel in einfacher und bequemer Weise regeln. Bei dem in Abb. 29 dargestellten Betonmischer mit geneigter drehbarer Mischtrommel wird die Mischung zwar ebenfalls durch die Drehung der Trommel, jedoch unter Zuhilfenahme von am inneren Trommelmantel schrägstehend angeordneten, sich mitdrehenden Schaufeln besorgt. Die bereits erwähnte Firma Gauhe, Gockel u. Cie. baut diese Maschine für Hand- und Maschinenbetrieb mit einer Leistungsfähigkeit bis zu 7 m³ für die Stunde.

Ein durch seinen selbsttätigen Antrieb höchst interessanter Betonmischer dieses Systems ist in jüngster Zeit von Friedrich Heß in Trier konstruiert worden. An Hand der Abb. 30 soll derselbe in folgendem etwas näher erläutert werden.

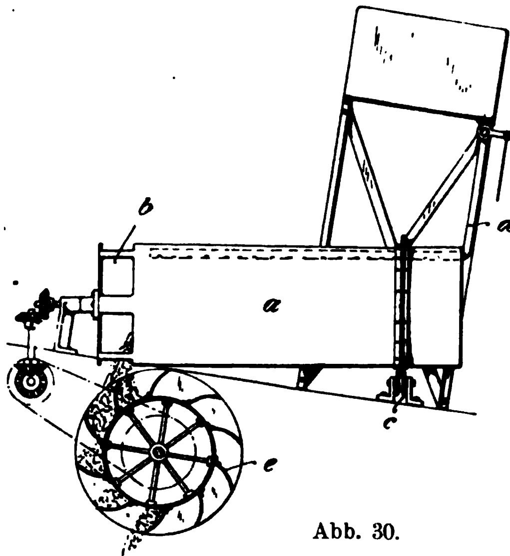


Abb. 30.

Die Vorrichtung besteht aus einer Mischtrommel *a*, die nach ihren Auswurföffnungen *b* zu eine geneigte Lage besitzt und drehbar angeordnet ist. Zweckmäßig lagert die Trommel mit dem oberen Ende auf einer Rollenspur *c*, während das untere, an der Stirnseite geschlossene Ende mit einem Lagerzapfen ausgestattet ist. Das obere Ende der Trommel ist offen gehalten und zum Einfüllen der Betonmischungsbestandteile bestimmt. Ein Rohr *d* besorgt den Wasserzufluß von einem höher gelegenen Behälter.

Die Trommel steht durch Übertragungsmittel mit einem unter ihren Auslaßöffnungen angeordneten Schaufelrad *e* in Verbindung. Auf dieses gelangt der aus der Trommel fallende gemischte Beton. Durch das Fallgewicht des Betons wird das Schaufelrad *e* in Umdrehung versetzt, von dem die Bewegung durch Übertragungsmittel, z. B. Ketten- und Zahngetriebe, auf die Mischtrommel *a* übertragen wird. Zu Beginn der Arbeit wird unter Füllung der Trommel *a* diese mit der Hand so lange gedreht, bis die am anderen Ende herausfallende gemischte Betonmasse genügt, die Drehung der Trommel selbst weiter zu übernehmen. Man hat dann nur noch nötig, die Trommel fortlaufend zu füllen. Der Mischungsvorgang vollzieht sich bei der Umdrehung der Trommel selbsttätig. Das Fallgewicht des fertigen Betons wird also hier in vorteilhafter Weise zum Antrieb der Mischtrommel benutzt.

Eine weitere große Gruppe der ununterbrochen arbeitenden Betonmischer bilden die Maschinen, bei denen sich die Mischtrommel um eine wagerechte Welle dreht und das fortlaufend an dem einen offenen Trommelende eingeführte Gut durch besonders gestaltete und angeordnete Förderschaufeln bei der Umdrehung der Trommel nach

dem anderen offenen Trommelende geführt wird und dort den Mischbehälter wieder verläßt.

Die in den Abb. 31 und 32 dargestellte Betonmischmaschine (von Max Krauß in München) mit drehbarer Mischtrommel und in deren Inneren angeordneten Förder- und Wendeschaufeln zeichnet sich durch besonders zweckmäßige Entleerungsvorrichtungen aus, mittels deren das fertig gemischte Material in einer solchen Höhe an einem Ende der Trommel ausgeworfen wird, daß es durch untergefahrene Karren direkt aufgefangen werden kann. Die Mischtrommel *a* wird durch Seiltrieb *b* oder dergl von auf einer Achse *e* angeordneten Rollen *d* um ihre wagerechte Achse ohne zentrale Führung gedreht. An den offenen Stirnseiten ist die Trommel nur mit Bordwänden *g* von geringer Höhe versehen, so daß ihr Innenraum von den Seiten frei zugänglich ist und bequem übersehen werden kann. Durch die eine dieser Seitenöffnungen wird die Trommel mit dem Mischmaterial beschickt, und an der anderen Seite findet die Austragung des fertigen Betons durch folgende Einrichtung statt. An dem der Einfüllöffnung gegenüberliegenden Ende der Mischtrommel sind an zwei entgegengesetzten Stellen der Trommelwandung schräg radial angeordnete und in der Mitte zusammenlaufende Entleerungskanäle *m* vorgesehen, deren jeder nahe oder direkt am Umfange eine Öffnung *n* in der Umlaufrichtung besitzt. Beim Drehen der Trommel in der Pfeilrichtung (Abb. 31) wird durch diese seitliche

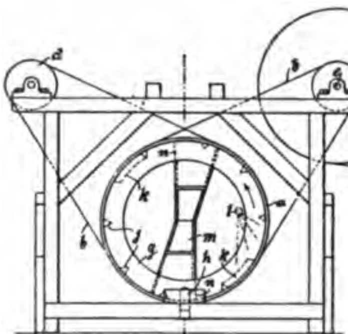


Abb. 31.

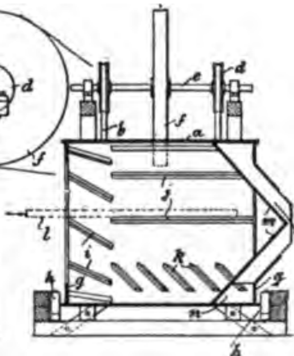


Abb. 32.

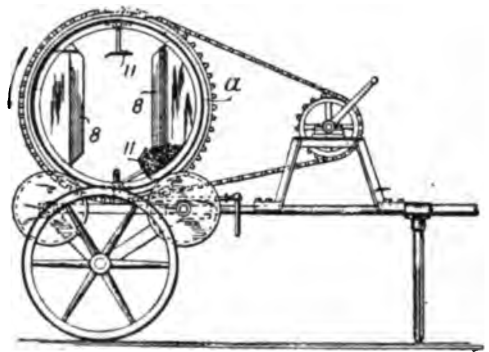


Abb. 33.

Öffnung *n* das fertig gemischte Material unten in den Kanal geschoben, in diesem gehoben und aus der etwas unterhalb der Trommelmitte liegenden Kanalöffnung in einen untergestellten Karren oder dergl. entleert. Das Zuführen des fertig gemischten Materials zur Öffnung *n* erfolgt selbsttätig durch die in der Trommel angeordneten Schaufeln *k*. Die schraubenförmig oder schräg verlaufenden Rippen *i* am Trommeleinlauf fördern das Mischgut fortgesetzt nach der Trommelmitte, woselbst das Mischen durch die Stürzschaufeln *j* und die Förderschaufeln *k* bewirkt wird. Durch ein frei in die Trommel gehaltenes Regenrohr *l* wird fortwährend die erforderliche Wassermenge zugegeben.

Unter den Maschinen dieses Systems verdient ferner der Betonmischer von Samuel Perry und Mc. Kelvey in Chicago (Abb. 33) Erwähnung. Diese Maschine zeichnet sich dadurch aus, daß die Misch- bezw. Förderschaufeln an der Innenwand der drehbaren Mischtrommel umklappbar angeordnet sind, und zwar so, daß sie das Material bis zu einer gewissen Stelle mit hochnehmen und dann der nächsten Schaufel zuwerfen. Die für Handbetrieb eingerichtete Trommel *a* ist auf einem zweirädrigen Fahrgestell angeordnet. Sie ruht auf Laufrollen und wird durch eine Handkurbel mittels Kettentriebes gedreht. Die Fortbewegung des Mischgutes von der Eintritts- nach der Aus-

trittsstelle hin geschieht entweder allein durch die umklappbaren Mischschaufeln oder (gemäß Abbildung) unter Beihilfe von Förderleisten 8, die an der inneren Trommelwand rechtwinklig zu dieser und schräg zu deren Längsachse in zwei oder mehreren Reihen befestigt sind. Die Anordnung der Leisten und deren Form muß stets so gewählt werden, daß das Mischgut nach der Austrittsstelle hingeschafft wird. Zu diesem Zwecke muß das Ende jeder Leiste, von dem das Material abgeworfen wird, der Ausmündung der Trommel am nächsten liegen. Zur Beschickung und Entleerung ist die Trommel an beiden Enden offen. Die Leisten 8 sind in zwei Reihen angeordnet, die Flächen zwischen sich lassen, in denen die Schleudern 11, mit je zwei Armen durch Drehzapfen mit der Trommelwand verbunden, angebracht sind. Die abgebogene Platte, die das freie Ende der Schleudern bildet, legt sich mit ihrer Krümmung bei der Drehung der Trommel in der Pfeilrichtung an die Trommelwand an, so daß alles an der Wand befindliche Material auf die Platte fallen muß und bei der weiteren Drehung der Trommel durch die infolge ihrer Schwere zurückfallende Schleuder nach der unteren Seite der Trommel zwischen die Leisten geworfen und dabei umgewendet wird. Die Leisten führen dann das Material der nächsten Schleuder zu, und so fort bis zur Ausmündung. Sollen die Förderleisten fortfallen und das Material allein durch die Schleudern durch die Trommel befördert werden, so sind sie in zwei oder mehreren Schraubenlinien anzuordnen und die Gelenkarme jeder Schleuder ungleich lang zu machen. Die Gelenkarme sind dabei so anzuordnen, daß sich der kürzere Arm näher an der Trommelausmündung als der längere befindet, so daß infolge der dadurch bedingten schrägen Stellung der Schleudern das Material von einer Schleuder der anderen zugeworfen und so gegen die Mündung der Trommel geschafft wird. Die Anzahl der Schleudern bezw. der Leisten und Schleudern und ihre Reihenstellung ist der Größe und Leistungsfähigkeit der Maschine entsprechend zu wählen. Das Wasser wird durch ein am Wagengestell angeordnetes, frei in die Trommel hineinragendes Rohr zugeführt.

Bei fortwährender Drehung der Trommel in der Pfeilrichtung bleibt auch das Material von der Ein- bis zur Austrittsöffnung in ununterbrochener Bewegung, wodurch der stetige Betrieb gewährleistet ist.

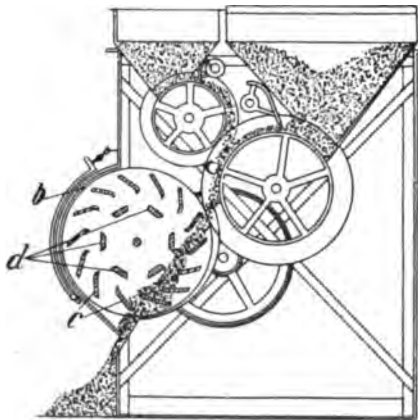


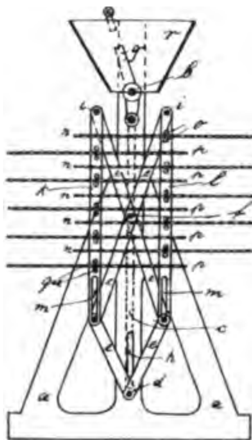
Abb. 34.

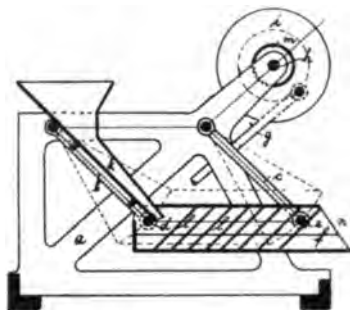
Beachtung verdient eine neuere Maschine dieses Systems von Olof Nilsson Rikof in Hamburg, welche dadurch bemerkenswert ist, daß das Mischgefäß nicht als Trommel, sondern als Schaufelrad ohne Mantel ausgebildet ist, so daß das Mischgut sekantial durch das Rad hindurch über die treppenförmig angeordneten Mischschaufeln fällt, welche dem einfallenden Mischgut entgegen umlaufen. Wie aus Abb. 34 ersichtlich ist, fällt das Mischgut auf die zwischen zwei Scheiben treppenförmig eingebauten Schaufeln *c*, die mit Zacken versehen sind und im entgegengesetzten Sinne des einfallenden Mischgutes umlaufen. Gegenschaufeln *d* bewirken, daß das Gut in Richtung der Sekante von einer zur anderen Schaufel *c* fällt, bis es am unteren Ende das Schaufelrad gründlich gemischt verläßt.

Als letzte Vertreter der Gruppe der kontinuierlich arbeitenden Betonmischer sollen noch zwei neuere Maschinen von Karl und Emil Greve in Kiel Erwähnung finden, bei

denen, abweichend von allen bis jetzt aufgeführten Typen, der Mischbehälter eine hin- und herschwingende Bewegung erhält, wobei dem Mischgut eine Schüttelbewegung erteilt wird, so daß es durcheinandergeworfen und hierbei innig vermischt wird.

Bei der ersten, in Abb. 35 dargestellten Maschine dieser Art werden zum Mischen Siebe benutzt, die an Nürnberger Scheren aufgehängt sind und mittels Kurbel auf- und ab- und hin- und herbewegt werden. Die im Hauptbock *a* gelagerte Kurbelwelle *b* ist durch Pleuelstangen *c* mit den Punkten *d* der Nürnberger Scheren *eeee* verbunden. Die Scheren sind in *f* drehbar im Hauptbock gelagert. Durch Drehung der Kurbelwelle *b* mittels Kurbel *g* werden die Punkte *d* der Scheren in den Schlitzen *h* auf- und abbewegt und setzen die Scheren in schwingende Bewegungen. In *i* sind die Siebträger *k* und *l* fest aufgehängt und werden in den Schlitzen *m* geführt. Die Siebe *n* sind mit den Siebträgern *k* fest verbunden und gleiten in den Führungen *o* der Siebträger *l*. Die Siebe *p* sind mit den Siebträgern *l* fest verbunden und gleiten in den Führungen *qu* der Siebträger *k*. Durch die schwingenden Bewegungen der Scheren *eeee* nähern und entfernen sich die Siebträger voneinander und setzen die Siebe dergestalt in Bewegung, daß stets zwei untereinander liegende Siebe abwechselnd entgegengesetzte wagerechte Bewegungsrichtung haben. Gleichzeitig bewegen sich aber auch alle Siebe bei jeder Drehung der Kurbel einmal auf und ab. Die durch den Einwurfkasten *r* auf die Siebe fallenden Materialien werden durch die auf- und abgehende, als auch hin- und hergehende Bewegung derartig durch die Siebe geschüttelt und durcheinandergearbeitet, daß, nachdem die Materialien durch das letzte Sieb gelangt sind, ihre innige Vermischung erfolgt ist.


Abb. 35.


Abb. 36.

Von dieser Maschine unterscheidet sich die in Abb. 36 dargestellte wesentlich dadurch, daß die Mischung in einem, abgesehen von der Ein- und Auslaßöffnung, geschlossenen, hin- und herschwingenden Behälter stattfindet.

Im Bock *a* sind die Hebelpaare *bb*, *cc* drehbar gelagert und bilden mit dem in *d* und *e* gelagerten Mischbehälter *f* ein bewegliches Parallelogramm, dessen festliegende Seite Bock *a* ist. In *d* ist das Parallelogramm durch Pleuelstangen *g* mit den auf der Welle *h* aufgekeilten Kurbelscheiben *i* verbunden. Das Zuführungsrohr *k* ist mit dem Hebelpaar *bb* fest verbunden und mündet in den Mischbehälter *f*. Der Mischbehälter *f*, dessen Boden spitz zuläuft, ist mit einer Anzahl schräg gestellter, auswechselbarer Siebe *l* versehen.

Wird die Welle *h* durch Riemscheibe *m* oder sonstige Übertragungsmittel in schnelle Drehung gesetzt, so wird das durch das Zuführungsrohr *k* in den Mischbehälter *f* geführte Mischgut bei jedem Hub schräg hochgeschleudert, stößt gegen die Decke des Mischbehälters *f*, fällt auf die Siebe *l*, zerteilt sich beim Fallen durch die letzteren und sammelt sich in der Spitze des Mischbehälterbodens wieder. Dieser Vorgang wiederholt sich so oft, bis das Material, welches durch den schrägen Wurf auch vorwärts geschleudert wird, aus dem Mischbehälter, innig vermischt, bei *n* ausgeworfen wird.

c) Als Chargenmischer dienende Transportwagen.

Zum Schluß mögen hier noch diejenigen Transportwagen Erwähnung finden, deren Behälter so ausgebildet sind, daß in ihnen während des Transportes zugleich auch die Mischung des Betons in Chargen vor sich geht. Hier soll zunächst kurz ein neuerer Mörtelmisch- und Förderwagen von Rudolf Masur in Königsberg i. Pr. angeführt werden. Abb. 37 zeigt einen Längsschnitt durch diesen Wagen. Bemerkenswert ist an ihm, daß er mit zwei Misch- und Rührwerken *f*, *g* ausgestattet ist, deren Wellen durch Zahn- und Kettengetriebe von dem Fahrrad *i* aus in Umdrehung versetzt werden. Es wird hierdurch erreicht, daß der Wagen kastenförmig ausgestaltet und ihm unter Beibehaltung der üblichen Räderspurweite ein größerer Rauminhalt als den gebräuchlichen Trommelwagen gegeben werden kann. Die das Herausschaffen des Gutes aus dem Wagen behindernden Teile können verkürzt, umgeklappt oder auch ganz entfernt werden. Der kastenförmige Wagen *c* ist mit abklappbarer Rückwand *b* und aufklappbarem Deckel *a* versehen. Letzterer muß zweckmäßig durch eine Spreize *p* festzustellen sein.

Eine einfache Maschine mit umlaufender Mischtrommel, die das Mischen und Transportieren des Mörtels gleichzeitig besorgt, indem das Transportrad auch die Mischtrommel in Umdrehung versetzt, zeigt Abb. 38, System Siegbert Bodlaender in Breslau.

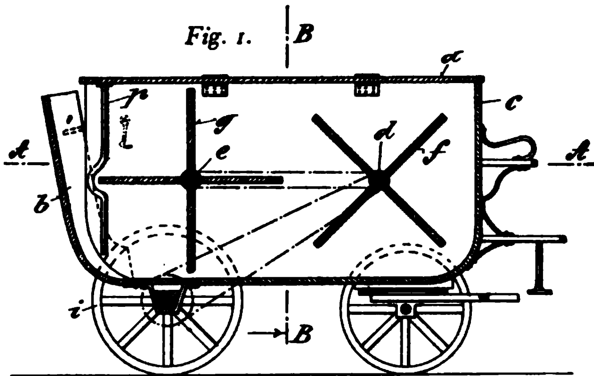
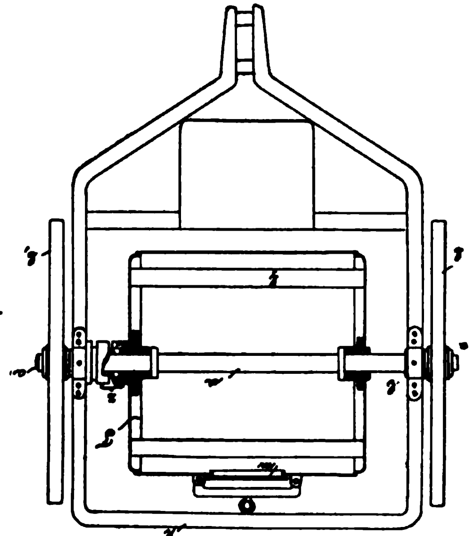


Abb. 37.


Abb. 38.

Auf der Achse *a* ist das Rad b_1 festgekeilt, dagegen *b* lose drehbar angeordnet. Ferner sitzt die Mischtrommel *T* lose drehbar auf der Achse *a*. An *T* ist die eine Hälfte einer Zahnkupplung *z* befestigt, außerdem befindet sich an *T* der Mannlochverschluß *m*. In der Trommel *T*, und zwar an ihrem Umfange, sitzen die Schlagflügel *f*, auf der Achse *a*, mittels eingesetzter Feder oder angesetztem Vierkant in der Längsrichtung verschiebbar befestigt, sitzt der andere Teil der Zahnkupplung *z*, der durch ein hier nicht gezeichnetes Hebelwerk vom Kutschersitz aus zu bewegen ist. Zum Gebrauch wird die Trommel *T* mit den entsprechenden Mengen Sand, gelöschtem Kalk und Wasser gefüllt. Wird die Maschine in Bewegung gesetzt, d. h. ziehen die Zugtiere an, so dreht sich zunächst die Trommel *T* nicht, sondern nur die Räder $b\,b_1$ und die Achse *a*. Erst wenn der Kutscher die Kupplung *z* eingerückt hat, wird die Trommel *T* mitgenommen. Es läßt sich also hier je nach Bedarf die Mischvorrichtung in Betrieb setzen und abstellen

Die in den Abb. 39 und 40 dargestellte Misch- und Transportvorrichtung für Beton von Friedrich Wilhelm Ziemke in Bromberg weicht insofern von der zuvor beschriebenen ab, als bei ihr keine besonderen Fahrräder angeordnet sind, sondern

die Mischtrommel selbst zugleich als Transportmittel dient. Um ein bequemes Füllen und Entleeren dieser Trommel zu ermöglichen, sind besondere Vorrichtungen getroffen, die ein leichtes Emporheben der Trommel vom Boden und Oeffnen derselben gestatten. Hierzu sitzt an dem Karrengestell ein Hebel *n*, der durch die Kniehebel *k*, die bei einem Druck auf den Hebel *n* in gestreckte Lage gebracht werden, auf beiden Seiten der Trommel mit den Füßen *h* und *i* verbunden ist. Sobald die Kniehebel *k* gestreckt werden, müssen sich die Füße *h* und *i* auf den Boden aufsetzen und die Trommel aufheben, so daß das Gewicht der Karre samt Inhalt jetzt auf den Füßen *hi* und auf dem nach unten abgebogenen Karrengestell (Abb. 39) ruht.

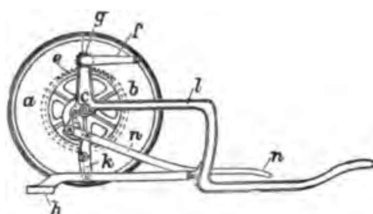


Abb. 39.

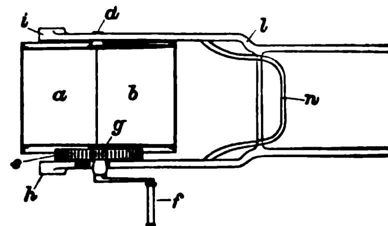


Abb. 40.

Um die Trommel entleeren zu können, besteht sie aus zwei Teilen, deren Seitenflächen ungefähr halbkreisförmig sind. Die feste Hälfte *a* ist im Karrengestell gelagert, während die zweite Hälfte *b* abnehmbar ist und sich an der festen anbringen läßt.

Die Trommel wird entleert, indem man sie zuerst durch die Hebelvorrichtung anhebt, die lose Trommelhälfte entfernt und nun die feste Trommelhälfte durch das Zahngetriebe *eg* mittels Kurbel *f* herumdreht.

Maschinen wie die zuletzt beschriebenen sind natürlich nur dort am Platze, wo es nicht so sehr darauf ankommt, größere Mengen Beton in kurzer Zeit herzustellen, als darauf, daß die Maschine ohne besondere Betriebsmittel zum Mischen des Gutes leicht nach der jeweiligen Verwendungsstelle des Betons transportiert werden kann wobei zugleich die Mischung vorgenommen wird.

b) Betonierungsregeln.

Bearbeitet von **R. Janesch,** beh. aut. Bauingenieur in Wien.

— —

A. Wahl der Materialien.

Ein besonderes Augenmerk ist auf die richtige Wahl der Materialien zu legen, da die Güte des Betons davon außerordentlich beeinflußt wird.

1. Sand und Schotter.

Das Sand- und Schottermaterial soll rein sein und frei von allen lettigen und fettigen Bestandteilen. Außerdem soll dasselbe scharf sein und in der Hand knirschen. Die Prüfung hierauf kann dadurch am einfachsten erfolgen, daß man eine Probe mit Wasser anmacht und durch die Trübung des Wassers auf den Gehalt von verunreinigenden Stoffen schließt. Lehmbeimengungen lassen sich auch dadurch erkennen, daß man das Material zwischen den Händen solange reibt, bis es etwas erwärmt wird. Im Falle des Vorhandenseins von Lehm ist ein ausgesprochener Lehmgeruch leicht zu erkennen.

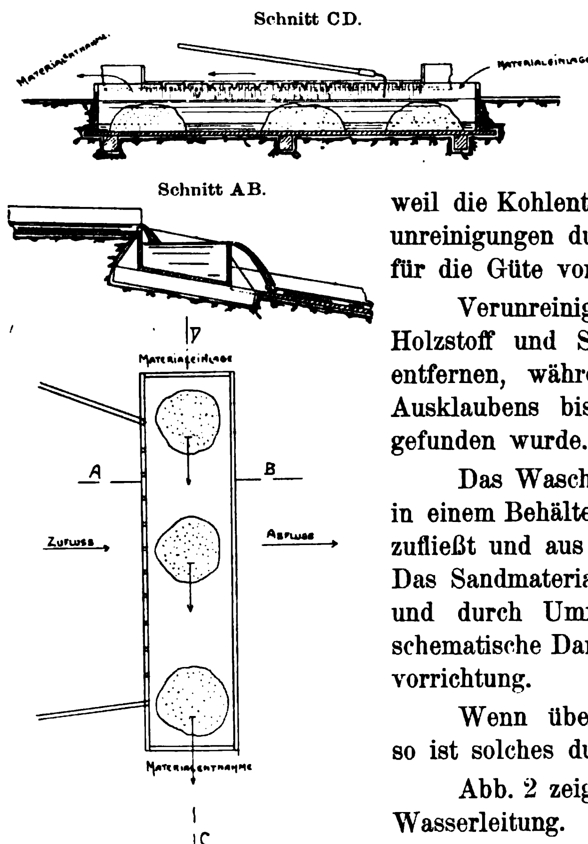


Abb. 1. Sand-Waschvorrichtung.

Verunreinigungen durch Kohle, wie solche bei Flußsand öfter vorkommen, sind deshalb vom Nachteil, weil die Kohlenteile im fertigen Beton oft treiben. Verunreinigungen durch Holzstoffasern und Sägespäne sind für die Güte von geringerem Einfluß.

Verunreinigungen durch Lehm oder Erde, sowie Holzstoff und Sägespäne, lassen sich durch Waschen entfernen, während für Kohle außer der Methode des Ausklaubens bisher kein anderes entsprechendes Mittel gefunden wurde.

Das Waschen geschieht im fließenden Wasser z. B. in einem Behälter, in welchen auf einer Seite das Wasser zufließt und aus dem es auf der anderen Seite ausfließt. Das Sandmaterial wird in diesen Behälter eingebracht und durch Umrühren gewaschen. Abb. 1 zeigt die schematische Darstellung einer solchen einfachen Waschvorrichtung.

Wenn über kein fließendes Wasser verfügt wird, so ist solches durch Pumpen usw. zu verschaffen.

Abb. 2 zeigt eine einfache Waschvorrichtung mittels Wasserleitung.

Aus dem mit Löchern versehenen Rohre *A* fließt Wasser aus, das in die Becken 4, 3, 2, 1 fließt.

Durch das Wurfgitter *B* wird Material (2 Arbeiter) eingeworfen (1 Arbeiter entfernt den Rückstand), mittels der Krücken *C* wird das Material von 1 nach 2 und von 2 nach 3 usw. befördert, dadurch tritt das gereinigtere Material mit dem reineren Wasser in Verbindung. Jede Krücke wird von 2 Arbeitern bedient. Mittels dieser

Vorrichtung können bei stark lehmigem Sande im Tage 40 bis 60 m³ von 11 Arbeitern gereinigt werden.

Außer diesen einfachen Waschvorrichtungen werden auch öfter eigene Waschmaschinen verwendet, welche meistens aus einer rotierenden Trommel bestehen, in welche das Material eingebracht und in der es durch Bespülung mit Wasser gereinigt wird. Abb. 3 zeigt eine derartige Waschmaschine.

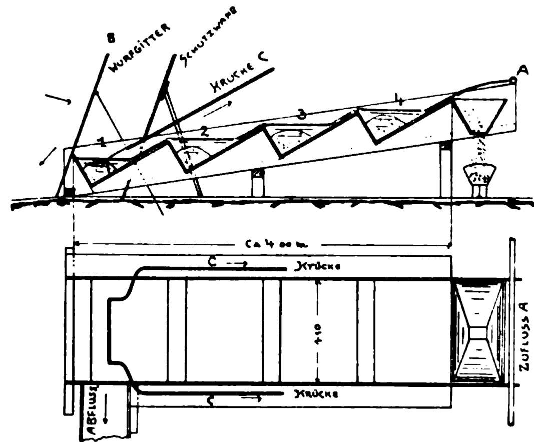


Abb. 2. Sand-Waschvorrichtung.

Das Waschen des Materials kostet je nach der Verunreinigung und den örtlichen Verhältnissen 1 bis 2 Mark für 1 m³.

Beim Sandmaterial ist ferner auch auf eine entsprechende Zusammensetzung der Korngrößen zu achten.

Jedenfalls soll dafür gesorgt werden, daß so viel feines Material vorhanden ist, daß die größeren Steine sicher an allen Seiten von ersterem umhüllt sind, d. h. daß die Möglichkeit ausgeschlossen erscheint, daß zwei größere Steine sich nur an einzelnen Punkten berühren, ohne daß der Zwischenraum mit feinem Material voll ausgefüllt ist.


Abb 3. Sandwaschmaschine.

Das feine Material soll wieder womöglich nicht ein zu feines Korn, z. B. Wellsand aufweisen, weil dadurch die Festigkeit leidet. (Siehe Beton-Kalender Teil II, Kapitel G.)

Im allgemeinen ist es gut, wenn größere Steine vorhanden sind, weil dadurch bei gleichem Mischungsverhältnis in den feinen Mörtelpartien ein relativ fetteres Mischungsverhältnis entsteht, daher durch dieses sowie durch die Einlage der Steine von großer Druckfestigkeit ein besserer Beton erzielt wird.

Ist nur Sand von feinerem Korn vorhanden, so empfiehlt es sich, Schlägelschotter beizumengen. Die Verwendung von nur feinkörnigem Sande ist nicht zu empfehlen. Meeressand ist nur dann zu verwenden, wenn er durch Auslaugen den Salzgehalt verloren hat.

Im allgemeinen ist die Beigabe von Schlägelschotter besser als runder Gerölleschotter, jedoch wäre es unrationell, Gerölleschotter zu zerschlagen und dadurch Schlägelschotter zu erzeugen und diesen beizumengen.

Die Größe der Steine und das Verhältnis des Sandes zum Schotter soll sich womöglich der Art des Bauwerkes anschließen, bei welchem der Beton verwendet wird.

Stampfbetonmauern von großen Dimensionen mit kleinen inneren Beanspruchungen können viel groben Schotter mit großen Steinen aufweisen. Auch können daselbst oft mit Vorteil noch Steineinlagen angewendet werden, wenn die Steine benäßt und voll mit Betonmaterial umhüllt werden.

Betoneisenkonstruktionen verlangen in der Regel feineres Material mit kleineren Steinen. Gewöhnlich sollen die größten Steine in diesem Falle so groß sein, daß sie durch ein Netz von 3 bis 4 cm Maschenweite durchfallen.

Die Größe der Steine bei Stampfbetonbauten soll so groß sein, daß ein Mischen derselben noch möglich ist (10 bis 15 cm). Bei Handmischungen ist die Größe der Steine mehr oder weniger gleichgültig, während bei Mischmaschinen in der Regel zu große Steine sich einzwängen, Störungen im Betriebe verursachen und auch eventuell die Pratzen bei der Trommelmaschine abbrechen können. Daher ist es gut, bei Mischmaschinenbetrieben größere Steine zu entfernen und Reservepratzen und Reservezahnräder vorzusehen.

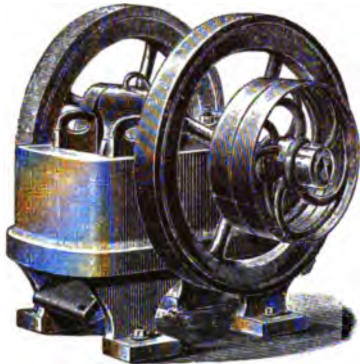


Abb. 4. Steinbrecher.



Abb. 5. Fahrbarer Steinbrecher.

In der Regel kann, wenn grobes und feines Material gemengt vorhanden ist, dieses ohne Trennung zusammen verwendet werden.

Da oft beim Mischungsverhältnis auch das Verhältnis von Sand zu Schotter vorgeschrieben wird, wird manchmal noch heute verlangt, die Sand- und Schottermateriale zu trennen, um es dann wieder zusammenzumischen.

Dieser Arbeitsvergeudung kann dadurch sehr einfach vorgebeugt werden, daß durch eine Probe das Verhältnis des Sandes zum Schotter festgelegt wird und im Fall das normale natürliche Verhältnis den Annahmen nicht entsprechen sollte, die entsprechende Menge Sand oder Schotter beigemengt wird. Gewöhnlich ist jedoch das natürliche Verhältnis schon an und für sich ein entsprechendes.

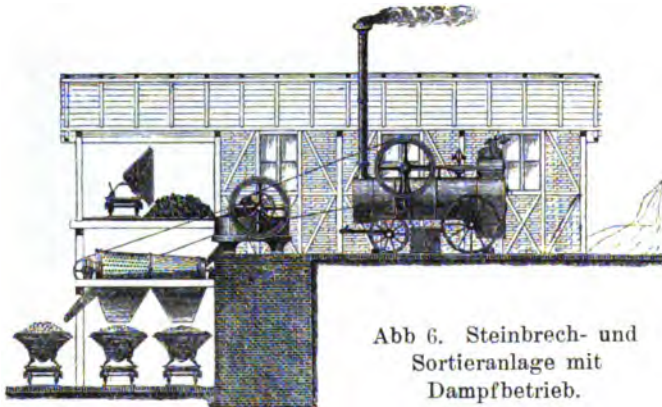


Abb 6. Steinbrech- und Sortieranlage mit Dampfbetrieb.



Abb. 7. Steinbrechanlage mit Göpelbetrieb.

In dem Falle, daß Sand und Schotter nicht vorhanden sind und in anderer Weise nicht vorteilhaft beschafft werden können, ist es oft billiger, das Sandmaterial durch Brechen vom Gestein zu erzeugen. Dieses kann durch Steinbrecher besorgt werden. Die üblichen Steinbrechmaschinen bestehen aus Walzen, zwischen welchen das Gestein zermalmt wird. Ein Steinbrecher nach Abb. 4 benötigt beispielsweise 12 PS zum Antriebe bei 6000 Mark Kosten und leistet im Tage je nach der Härte des Gesteins 40 bis 70 m³ Sandmaterial. Es kostet sonach das Brechen von 1 m³

Stein etwa 0,60 bis 1 Mark. Abb. 5 zeigt einen fahrbaren Steinbrecher, während Abb. 6 eine Anlage mit Lokomobilbetrieb und Abb. 7 eine solche mit Göpelbetrieb darstellt.

Die geologischen Verhältnisse des Sandes haben auf die Festigkeit einen bedeutenden Einfluß, so ist z. B. Kalksand weicher als Granitsand, es ist daher auch bei der Wahl des Materials entsprechend vorzugehen und das günstigste zu wählen.

Einen besonderen Einfluß hat in dieser Hinsicht das Material bei solchem Beton, welcher einer Abnutzung durch Reibung ausgesetzt ist, z. B. bei Pflasterungen. Als Härtungs- und Dichtungsmittel werden auch Anstriche mit Keßlerschen Fluaten angewendet. Oft verwendet man bei Beton die festen Rückstände von verbrannten Kohlen — Kohlenschlacke. Auch Eisenschlacke wird vielfach verwendet. Beide Materialien sowie Ziegelbrocken sind leicht und billig. Zu Eisenbetonarbeiten sind solche Materialien wegen der verringerten Festigkeit weniger geeignet. Dasselbe gilt von Bimsbeton.

2. Zement.

Selbstredend ist die Güte des Zementes von ausschlaggebender Bedeutung und sei in dieser Hinsicht auf Kapitel „Baustoffe“, sowie das kleine Zementbuch verwiesen. Es empfiehlt sich, abgesehen von etwaigen Druck- und Zugproben am Bau, nachfolgende kleine Proben, welche ohne besondere Hilfsmittel hergestellt werden, unter allen Umständen vorzunehmen.

Man mache eine handvoll Zement auf einer Glasplatte mit Wasser an und lasse den Kuchen stehen. Nun versuche man von Zeit zu Zeit mit dem Fingernagel einen Eindruck zu machen; ist ein Eindruck nicht mehr möglich, so hat der Zement bereits abgebunden und läßt sich dadurch die Abbindezeit feststellen. Aus der Größe der vorhandenen Sprünge läßt sich auf die Volumenbeständigkeit schließen, und wenn der Kuchen nach einigen Tagen mit den Fingern gebrochen wird, kann nach einiger Übung auch auf die Festigkeit ein Schluß gezogen werden.

Bei Stampfbetonarbeiten, Kanalbauten und Betonierungen unter Wasser werden im allgemeinen rascher bindende Zemente vorgezogen, während bei Deckenkonstruktionen unter allen Umständen Langsambinder verwendet werden sollen.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, welche auf Schalungen aufliegen, wird durch das Stampfen die Schalung erschüttert. Bis zum gänzlichen Aufbringen des Betons sind Durchbiegungen und Setzungen unvermeidlich, es muß sonach der Beton solange plastisch erhalten werden, bis der betreffende Bauteil fertig betoniert ist, d. h. in Ruhe und voll belastet ist. Danach richtet sich die zu verlangende Abbindezeit des Betons, und soll dieser Umstand als besonders wesentlich immer berücksichtigt werden.

3. Wasser.

Das Wasser soll rein sein. Wasser, an dessen Oberfläche ölige fette Flecken sichtbar sind, wie z. B. bei Sümpfen usw., können verursachen, daß der Beton überhaupt niemals abbindet. Ebenso sind mit Teer, Fetten und Säuren verunreinigte Wässer von der Verwendung auszuschließen. Seewasser verlangsamt das Abbinden und vermindert die Festigkeit.

B. Mischungsverhältnisse und Wasserzusatz.

Das Mischungsverhältnis soll in erster Linie von dem Zwecke abhängen, für welchen der Beton verwendet wird, und ferner von der Güte des Sand- und Schottermaterials, sowie vom Zement.

Im allgemeinen werden oft Stampfbetonarbeiten zu fett und Eisenbetontragkonstruktionen zu mager gemischt. So z. B. hängt bei Stützmauern die Haltbarkeit von der Fundamentpressung ab, und treten im Mauerwerk auch nicht wesentlich höhere Spannungen als in der Bausohle auf. Diese Spannungen sind so gering, daß oft ganz außerordentlich magere Mischungsverhältnisse mit 1 : 16 bis 1 : 20 ausreichen. Hingegen empfiehlt es sich oft, z. B. bei schweren Eisenbetontragkonstruktionen, die größtmöglichste Festigkeit zu erzielen. Da hierdurch die zulässige Beanspruchung größer wird und das Eisengewicht geringer, können dadurch in manchen Fällen billigere Konstruktionen erzielt werden. Daher sind bei Eisenbeton Mischungen von 1 : 3 bis 1 : 5 zu empfehlen. Das Mischungsverhältnis kann sowohl nach Raumteilen als auch nach Gewichtsteilen festgelegt werden.

Die in den Vorschriften gemachten Angaben nach Gewicht sind bei der Bauausführung in Raumteile umzurechnen.

Konstruktionen, die Erschütterungen und Abnutzungen durch Reibung unterliegen, sollen fetter gemischt werden.

Im allgemeinen wird das Mischungsverhältnis zu viel schablonisiert und es wird zu wenig auf die besonderen Verhältnisse Rücksicht genommen. Da auch die Art der Verarbeitung einen bedeutenden Einfluß ausübt, ist immer auf eine gute Arbeit zu sehen.

Was nützt es, wenn z. B. zu fett gemischt wird, jedoch ein schlechter Sand verwendet wird, oder schleuderhaft gearbeitet wird! Ein besseres Material und eine bessere Arbeit drücken den Zementbedarf ganz wesentlich herunter, d. h. verbilligen den Bau.

Es ist daher nicht nur von Prüfungsorganen darauf zu sehen, daß die Zementbeimengung wie vorgeschrieben erfolgt, sondern hauptsächlich darauf, daß das Mischungsverhältnis dem Zwecke mit Rücksicht auf Sand und Schottermaterial Genüge leistet und daß die Gewähr einer soliden Arbeit geboten wird.

Der Wasserzusatz richtet sich nach dem Verwendungszwecke des Betons, nach der Feuchtigkeit der Zuschlagmaterialien, nach der Witterung und Luftfeuchtigkeit. Man unterscheidet erdfeuchten, plastischen und weichen Beton.

Der erdfeuchte Beton, welcher so wenig Wasserzusatz erhält, daß er erst nach starkem Stampfen an der Oberfläche schwitzt, kann nur für Stampfbetonarbeiten Verwendung finden. Plastischer und weicher Beton eignen sich für Eisenbetonarbeiten aus dem Grunde, weil sie eine Gewähr dafür bieten, daß das Eisen von einer feinen, reinen Zementhaut eng umschlossen ist, und das Einbringen des Betons zwischen die Eiseneinlagen erleichtert wird. Trockener Beton ist in diesen Fällen nur dann möglich, wenn mit der größten Sorgfalt gestampft wird. Da eine solche Stampfung bei noch so guter Überwachung nicht immer zu erreichen ist und Partien vorkommen können, die weniger gestampft sind, oder in welchen sich Hohlräume bilden können, ist ein plastischer oder weicher Beton, welcher diese Vorkommnisse ausschließt, dem trockenen Beton selbst dann vorzuziehen, wenn die Festigkeit des Betons durch zu reichlichen Wasserzusatz etwas herabgemindert wird. Der Übergang vom erdfeuchten, der früher allgemein verwendet wurde, zum plastischen Beton ist nur allmählich erfolgt, doch wird jetzt, auf dem Kontinent vornehmlich, plastischer Beton verarbeitet. In Amerika wird viel weicher Beton verwendet, welcher in die Schalungsformen eingegossen wird.

Der Wasserzusatz, der beim plastischen Beton etwa 15 vH. des Betonvolumens beträgt, läßt sich nicht ein- für allemal festsetzen, sondern soll immer von Fall zu Fall geregelt werden. (Über Wasserzusatz s. Kapitel „Baustoffe", S. 43.)

Beton mit größerem Wasserzusatz weist in der Regel eine größere Wasserdichtigkeit auf, jedoch hängt diese ganz wesentlich von den Zuschlagstoffen ab. Im Stadium des Abbindens ist Beton, namentlich solcher mit viel Wasserzusatz, empfindlich. Bei Frost ist geringerer Wasserzusatz ratsam. Nach dem Abbinden ist auch starker Frost ungefährlich.

Im allgemeinen ist jedoch Beton an und für sich niemals als wasserdicht anzusehen, und kann eine verläßliche Wasserdichtigkeit von außen nach innen erst durch geschliffenen Verputz, Asphaltauflagen usw. erreicht werden. Bei trockenem Wetter und großer Hitze ist der Wasserzusatz reichlicher zu bemessen. Nasser Beton bindet langsamer ab als erdfeuchter. Bei Zementbestellungen ist es gut, den Fabriken den Zweck und die gewünschte Abbindezeit bekannt zu geben.

C. Handmischung.

a) Werkzeuge.

Für die Handmischung wird eine Plattform, die sogenannte Mischtreppe, benötigt. Diese besteht in einem ebenen Podium, etwa 3 m lang und 2 m breit, das entweder an Ort und Stelle aus gut unterlegten Pfosten zusammengestellt, oder schon als fertiges Holzpodium verwendet wird. Um ein leichteres Gleiten der Schaufeln auf dem Podium zu ermöglichen, werden auch Blechauflagen von 2 bis 3 mm Stärke verwendet.

Bei hölzernen Mischtreppen sind Fugen zwischen den Brettern wegen des Durchfallens des Materiales und der Möglichkeit des Durchbiegens einzelner Bretter (Anstoßen der Schaufeln) beim Mischen zu vermeiden.

Das Zuführen des Sandmaterials kann mittels Schiebkarren, Rollwagen usw. erfolgen. In der Regel werden hierzu hölzerne Schiebkarren verwendet.

Das Messen des Sandmaterials des Mischungsverhältnisses wegen erfolgt in der Regel dadurch, daß die Anzahl und die Höhe der Beladung der Schiebkarren im Verhältnis zur Zementbeigabe festgelegt wird. Es kommen jedoch auch Rahmen zur Verwendung (Abb. 8), welche auf die Mischtreppe aufgelegt werden; nachdem diese mit Material vollgefüllt sind, werden sie abgehoben.

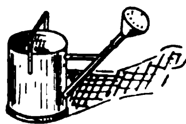
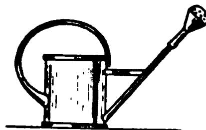



Abb. 9. Gießkannen.

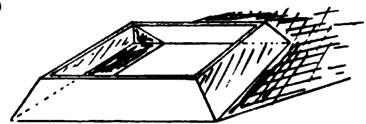


Abb. 8. Sandmeßrahmen.

Zum Mischen selbst werden gewöhnlich starke Faßschaufeln verwendet, und sollen die Stiele aus gewachsenem und nicht aus geschnittenem Holz hergestellt sein, da erstere elastischer und dauerhafter sind.

Das Benetzen geschieht in der Regel mittels Gießkannen mit aufgesteckten Rosetten (Abb. 9).

Das Zumessen des Zementes erfolgt entweder in ganzen Säcken zu 50 kg oder in eigenen Meßkästchen, deren Größe je nach dem Mischungsverhältnis festgestellt wird. Es ist danach zu trachten, daß der Boden dieser Kästchen nicht naß wird, da sich hierdurch an den Boden Zementkrusten anlegen und dadurch das Zementquantum verringert werden kann.

b) Mischungsvorgang.

Ist das Mischungsverhältnis festgelegt, z. B. 4 Schiebkarren und 1 Sack (50 kg) Zement, dann werden auf die Mischtreppe 4 Schiebkarren, Sand- und Schottermaterial auf der Mitte aufgefahren und darauf der Zement gestreut (Abb. 10).

Die 4 Mischer (*M*) schaufeln nun den Haufen in die Häufchen *B* um, und wenn alles umgeschaufelt ist, wird wieder der Haufen *A* aufgeschaufelt. Es empfiehlt sich, zum zweiten Male die Haufen *B* trocken aufzuschütteln, und erst beim vierten Umschaufeln den Beton durch Aufspritzen mittels Gieskannen zu benetzen. Es empfiehlt

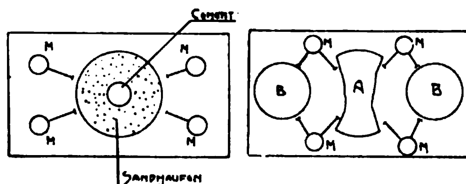


Abb. 10. Handmischtreppe.

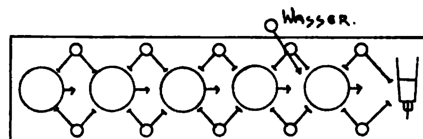


Abb. 11. Handmischung.

sich ferner, dreimal trocken und einmal naß den Haufen durchzumischen, wenn auf eine gute Betonqualität gerechnet wird. Bei schlechter Arbeit wird oft nur einmal naß gemischt, dieser Vorgang soll niemals geduldet werden.

Außer diesem gewöhnlichen Verfahren kann z. B. auch die Einteilung nach Abb. 11 erfolgen.

d) Leistung und Kosten.

Eine gewöhnliche Handmischpartie erfordert je nach dem Mischungsverhältnis 4 bis 5 Auffahrer, welche das bereitliegende Material in die Schubkarren einfüllen und es auf die Mischtreppe auffahren, 4 Mischer und je 1 Arbeiter zum Zement- und Wasserzutragen. Bei 10stündiger Arbeitszeit können 60 bis 80 Mischen von dieser Partie erzeugt werden. Da etwa 4 Mischen 1 m³ Beton ergeben, kann sonach eine Gruppe von 12 Arbeitern 15 bis 20 m³ Beton an einem Tage mischen. Es kostet sonach das Mischen von 1 m³ Beton ausschließlich Abtransport und Verarbeiten bei Handmischung 2 bis 3 Mark je nach Arbeitslöhnen und der Leistung.

D. Maschinelle Mischung.

a) Arbeitseinteilung.

Jede der verschiedenen Maschinen erfordert eine andere Arbeitsdisposition. Im allgemeinen ist danach zu trachten, daß jeder Arbeiter gleich beschäftigt erscheint, d. h. daß nicht einige übermäßig angestrengt sind und andere weniger leisten. Dadurch können Störungen und Verzögerungen am besten vermieden werden.

Kommt bei maschinellen Mischungen nur ein Arbeiter seinen Obliegenheiten langsamer nach als die anderen, so ist dieser imstande, den ganzen Betrieb zu hemmen. Es empfiehlt sich auch, während des Tages die Einteilung zu ändern, damit die Arbeiter mit größeren Leistungen sich bei leichterer Arbeit erholen können und umgekehrt.

b) Mischungsvorgang.

Derselbe ist bei den einzelnen Mischmaschinen verschieden. Es ist jedoch danach zu trachten, den Beton so lange trocken zu mischen, bis das Gemenge ein inniges ist, und erst dann das Wasser zuzusetzen.

Bei Trommelmischungen soll das Beschicken und das Ausleeren so rasch als möglich erfolgen, da hiervon die Leistung der Maschinen abhängt.

c) Leistung und Kosten.

Die Leistung der Mischmaschinen ist abhängig von der Konstruktion, der Größe und Bedienung. Es sind solide, bewährte Konstruktionen anzuraten. Die Größe der Maschinen richtet sich nach dem gewünschten Effekt. Im allgemeinen kann angeraten werden, lieber größere Maschinen zu wählen als zu kleine, da bei geringerem Bedarf kleinere Beschickungen möglich sind, und die Möglichkeit der Forcierung vorhanden ist.

Der Vorteil der maschinellen Mischung liegt in der Gleichmäßigkeit des Mischgutes, daher in der Güte des Betons, sowie darin, daß Nachlässigkeiten nicht so leicht vorkommen und der Betrieb leichter überwacht werden kann als bei Handmischungen.

Über die Kosten der maschinellen Mischung gibt das Kapitel „Betonmaschinen" S. 73 Aufschluß. Im allgemeinen kann behauptet werden, daß die Aufstellung der Mischmaschinen nur dann von Vorteil sein wird, wenn 1. eine größere Quantität Beton erzeugt werden soll und 2. die örtlichen Verhältnisse einen derartigen Betrieb zulassen, daß das Umstellen der Maschinen nicht zu häufig notwendig ist. Es können dadurch unter Umständen die Kosten der maschinellen Mischung größer werden als die der Handmischung. In manchen Fällen wird jedoch eine maschinelle Mischung mit Rücksicht auf die Güte des Betons ohne Rücksicht auf die Kosten verlangt. Häufig wird das Maschinenmischen auch dann angewendet, wenn Betriebsmotoren für Aufzüge usw. so wie so zur Verwendung kommen müssen und ein Kuppeln der Maschine mit diesen möglich ist.

Ist die Erzeugung von größeren Quantitäten Beton erforderlich, dann wird unter Umständen die maschinelle Mischung billiger als die Handmischung und zwar stellt sich jene auf etwa 1 bis 2 Mark für 1 m^3, Amortisation und Instandhaltung sowie Bedienung der Maschinen einschließlich Motor mit eingerechnet. Eine Maschine leistet je nach Art und Größe täglich (in 10 Stunden) 50 bis 200 m^3 Beton.

c) Transportvorrichtungen.

a) Wahl des Platzes zur Betonerzeugung.

Der Platz der Betonerzeugung hängt im wesentlichen von den örtlichen Verhältnissen ab. Die Erzeugung des Betons kann

1. in unmittelbarer Nähe des Sand- und Schotterdepotplatzes,
2. in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle oder
3. zwischen den vorbenannten Stellen erfolgen.

Bei Handmischungen ist öfter die Möglichkeit geboten, direkt vom Sanddepot auf die Mischtreppe aufzuschaufeln, und zwar wird dadurch das Einschaufeln in Transportgefäße usw. vermieden.

Bei Handmischungen wird der Beton häufig in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle bereitet, da die Möglichkeit der leichten Anlage der Mischtreppe sowie deren ständiges Verschieben vorhanden ist und dadurch der fertiggemischte Beton sofort in die Baugrube an Ort und Stelle geschaufelt werden kann, ohne in Transportgefäße geladen zu werden.

Der dritte Fall wird vornehmlich bei Deckenkonstruktionen sowie bei maschineller Mischung fast immer angewendet. Bei Anlagen mit Höhentransport wird fast immer die Betonerzeugungsstelle in unmittelbare Nähe des Aufzuges verlegt.

Da von einer zweckmäßigen Disposition die Kosten ganz wesentlich abhängen, ist es gut, für jeden Fall mit Hilfe der Rechnung die vorteilhafteste Disposition bei Berücksichtigung aller Nebenumstände zu treffen. Die hierfür aufgewendete Mühe wird durch die dadurch erzielten Ersparnisse immer reichlich eingebracht.

b) Horizontaltransport.

Für den Horizontaltransport können hölzerne oder eiserne Mörtelschaffel oder Kästen verwendet werden, jedoch kommt diese Transportart nur bei kleinen Quantitäten und geringen Weiten in Betracht.

Abb. 12 zeigt ein hölzernes Mörtelschaffel und einige Arten eiserner Mörtelkasten und Träger.

Bei größeren Entfernungen können zweirädrige Karren, sowohl mit Handbetrieb als

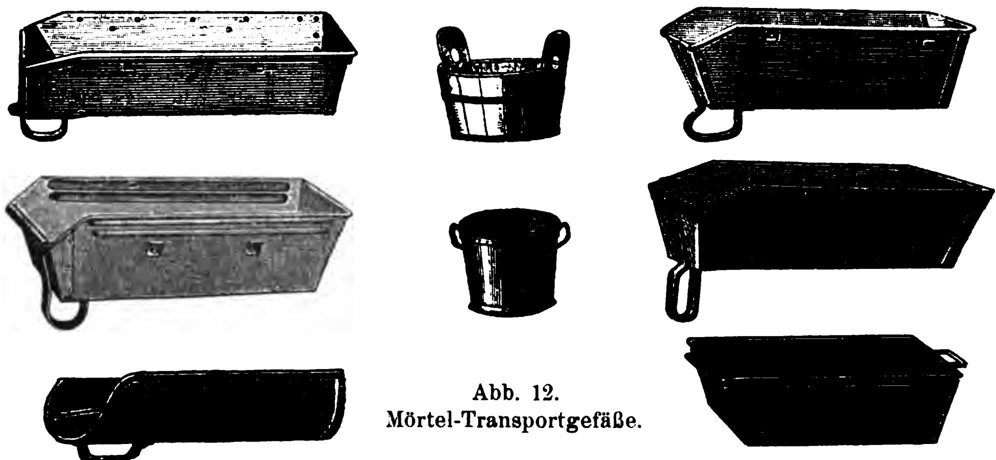


Abb. 12. Mörtel-Transportgefäße.

auch mit Pferdebespannung verwendet werden. Ein derartiger Karren faßt in der Regel 0,3 bis 0,45 m^3 Material.

Abb. 13 u. 14 zeigen Hand-Kippkarren (Cariotte), Abb. 15 einen eisernen Kippkarren mit Pferdebespannung (Cabs). Bei größeren Kubaturen und größeren Entfernungen werden fast immer Rollbahnen mit Kippwagen von 0,3 bis 1 m^3 Inhalt verwendet.

Die Kippwagen können Seiten- oder Stirnkipper sein; Abb. 16 zeigt einen Seitenkippwagen.

Im Falle von Mischmaschinen direkt in Rollwagen geleert wird, werden Kipper von geringerer Höhe (wie bei Stollenbetrieben) gern verwendet, da diese ein Hochstellen der Maschinen und sonach Hochheben der Materialien vermeiden (Abb. 17).

Die Rollbahnen können mittels Hand (bis 500 m), mit Pferden (bei Steigungen und bis 1 km) und mit Lokomotiven (über 1 km) betrieben werden.

Die Art des Betriebes kann immer erst von Fall zu Fall entschieden werden und hängt von den örtlichen Verhältnissen und Nebenumständen ab.

Außerdem seien noch Transportschnecken und Transportbänder erwähnt, welche jedoch nur seltener bei ständigen Anlagen und kleinen Entfernungen Anwendung finden.

In der Regel wird der Betontransport bei kürzeren Verführungswegen (6 bis 100 m) mittels Schubkarren besorgt und kommen hierbei vornehmlich hölzerne Karren in Betracht.

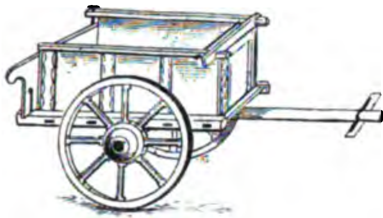


Abb. 13. Hölzerner Handkippkarren.

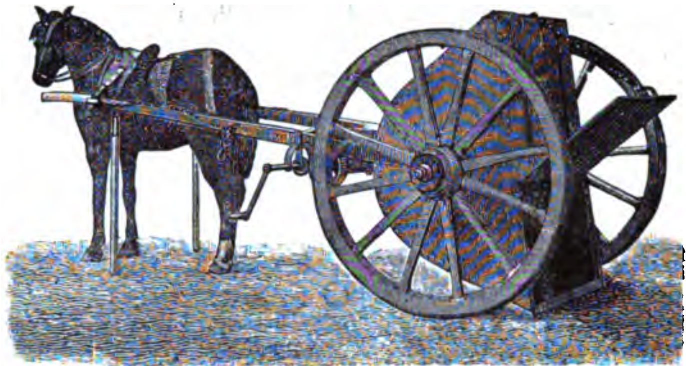


Abb. 15. Eiserner Kippkarren.



Abb. 14. Eiserner Handkippkarren.



Abb. 16. Rollbahnkippwagen.



Abb. 17. Rollbahnkippkarren von geringer Höhe.

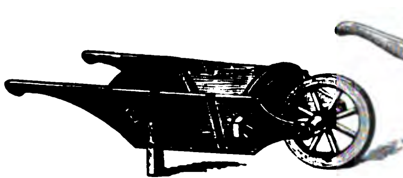


Abb. 18. Deutscher Schubkarren.



Abb. 19. Italienischer Schubkarren.

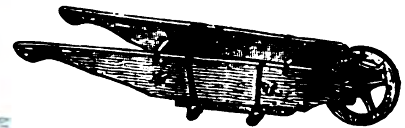


Abb. 20. Ungarischer Schubkarren.

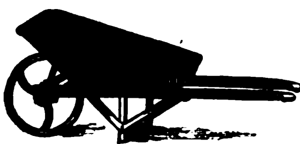






Abb. 21. Eiserne Schubkarren.

Abb. 18 zeigt einen deutschen Schubkarren, Abb. 19 einen italienischen, Abb. 20 eine ungarische Form (1 m³ Beton erfordert 15 bis 22 hölzerne Schiebkarren Material).

Außer hölzernen Karren werden auch solche aus Eisen verwendet und kommen solche mit Kippvorrichtung bei den Maschinenmischungen häufig in Anwendung, weil der Inhalt rasch direkt über Kopf in die Mischmaschine eingefüllt werden kann.

Abb. 21 zeigt derartige eiserne Karren.

Vertikaltransport.

Die Kübelaufzüge bestehen in der Regel aus eisernen oder hölzernen Kübeln (Abb. 22), welche an Seilen befestigt werden, die über Klobenräder laufen.



Abb. 22. Hölzerner Kübel.



Abb. 23. Aufzugskran mit Hand- u. Maschinenbetrieb.



Abb. 24. Aufzug mit Handbetrieb.

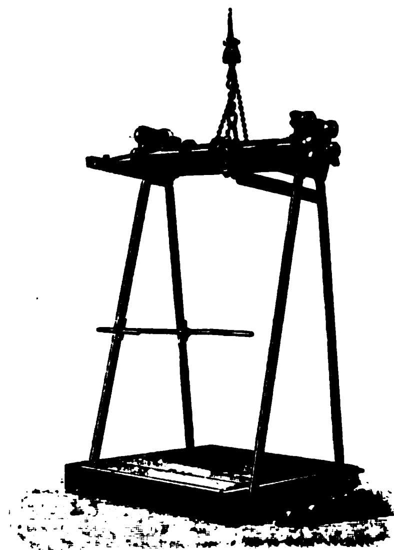


Abb. 27. Fahrstuhl eines Betonaufzuges.

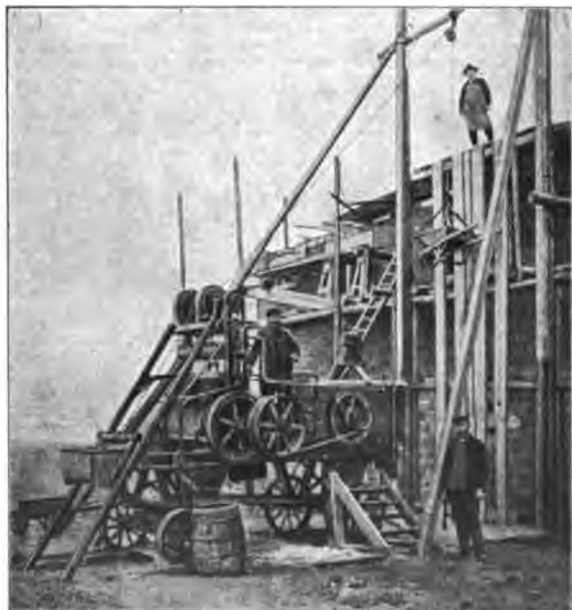


Abb. 25. Aufziehen des Betons in Schubkarren.



Abb. 26. Aufziehen von Beton im Behälter eines Rollbahnwagens.

Das Aufwinden der Seile erfolgt mittels Kranen, die entweder mit der Hand oder mit Maschinen betrieben werden.

Abb. 23 zeigt einen Kran mit Handbetrieb, welcher jedoch auch gleichzeitig für maschinellen Antrieb verwendet werden kann. Außerdem werden die verschiedensten Aufzugswinden von vielen Maschinenfabriken als Spezialausführungen gebaut.

Der Antrieb kann durch Dampflokomobilen, Benzin- oder elektrische Motoren usw. erfolgen und ist mit Rücksicht auf den plötzlichen Kraftbedarf eine entsprechende

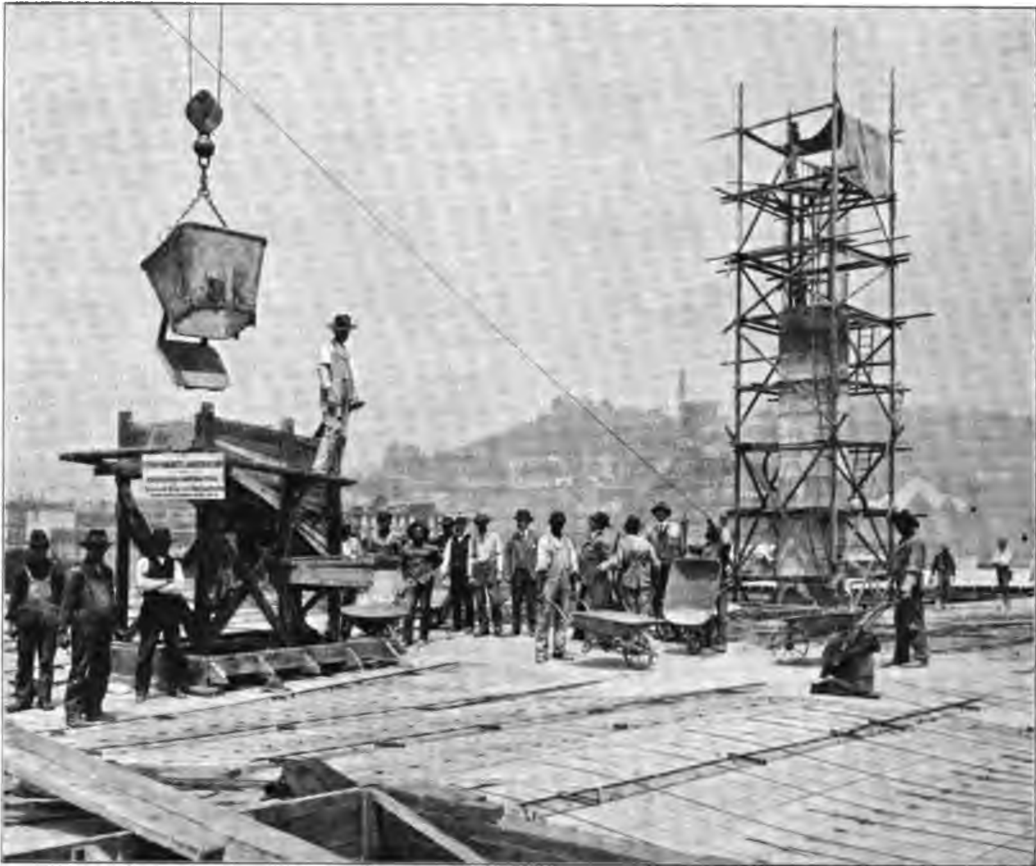


Abb. 28. Eiserner Aufzugskübel mit beweglichem Boden und Einfüllvorrichtung in Schubkarren.

Schwungmasse bezw. entsprechende Kraft vorzusorgen. Ein derartiger Aufzug benötigt 4 bis 8 PS.

Der Kübel faßt ungefähr den Inhalt eines Schubkarrens und können im Tage bei Maschinenbetrieb bis 20 m³ Materialien bis 4 Stock hoch befördert werden. Abb. 24 zeigt einen Aufzug mit Handbetrieb, bei welchem in der Regel zwei Kübel derart befestigt sind, daß, während einer aufgezogen, der zweite heruntergleitet.

Das Ausleeren der Kübel erfordert, wenn dies flott geschehen soll, sehr geübte Arbeiter. Da diese Arbeit die Hände besonders angreift, sind die Arbeiter mit rindsledernen Handschuhen auszurüsten.

Um das Umleeren zu ersparen, können auch anstatt der Kübel eigens konstruierte Schubkarren (Abb. 25) oder der obere Behälter vom Rollwagen (Abb. 26) direkt auf-

gezogen werden. Außerdem können auch Fahrstühle nach Abb. 27 zur Anwendung kommen, auf welche Schubkarren oder Rollbahnwagen direkt aufgefahren werden. Abb. 28 zeigt einen eisernen Kübel befestigt an einem Flaschenzuge mit herabklappbarem Boden und der Vorrichtung zum Einführen in eiserne Schubkarren. Eine ähnliche Vorrichtung zeigt Abb. 29.



Abb. 29. Eiserner Aufzugskübel mit Ablaßvorrichtung.

Aufzüge mit Ketten ohne Ende haben den Vorteil, daß durch den kontinuierlichen Lauf und nicht so große Kraftschwankungen, wie bei den früher beschriebenen, kleine Motoren genügen. Diese Aufzüge werden vornehmlich als Ziegelaufzüge verwendet. Für den Transport von Mörtel und Beton müssen kleinere Mörtelschaffel zu Hilfe genommen werden (Abb. 30).

Da diese Mörtelschaffel in ihrer Größenausdehnung durch den Aufzug beengt sind, ist auch die Materialmenge, welche ein Schaffel faßt, geringer (etwa 3 Schaffel auf einen Schubkarren). Die Leistung eines solchen Aufzuges für den Tag beträgt bei guter Bedienung 15 bis 20 m³. Da die Schaffel sehr bald zugrunde gehen, empfiehlt es sich, solche von stärkerem Blech zu verwenden.

Außer diesen Hebevorrichtungen kommen auch noch schiefe Ebenen (Bremsberge) in Betracht; Abb. 31 zeigt einen Aufzug für eine schiefe Ebene. Der Transport hierzu geschieht gewöhnlich auf Rollbahnen.

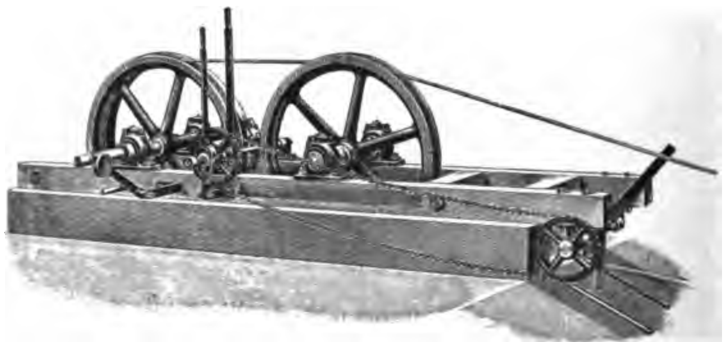


Abb. 31. Bremsbergaufzug.

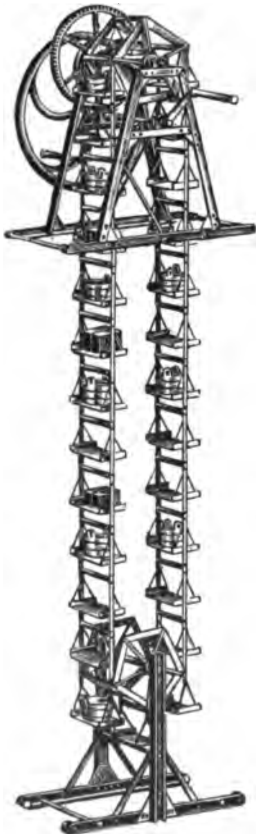


Abb. 30. Aufzug für Ziegel- u. Mörtelschaffel.

Abb. 32 zeigt einen Steinelevator, wie solche bei ständigem Betriebe und geringen Höhentransporten (bei Mischmaschinen, Steinbrechanlagen usw.) in Verwendung kommen.

Abb. 33 zeigt eine einfachwirkende Betonmischmaschine für 4 m³ stündliche Leistung mit Antrieb durch Deutzer Motor und einem Becherwerk zum Heben des Betons mit direktem Antrieb von der Mischmaschine aus.

Außerdem werden besonders in Amerika Schwenkkrane mit ganz bedeutenden Auslegearmen von 10 bis 20 m gern verwendet (Abb. 34).

Diese bieten den Vorteil, daß sie sowohl in der Höhe als auch in bestrichenen Umkreisen auf jedem einzelnen Punkte das Material leicht abgeben können.

Abb. 35 zeigt zwei Schwenkkrane befestigt an einem Gerüste und Abb. 36 eine fahrbare Betonmischmaschine mit 10 m³ Stundenleistung mit Materialaufzug zum Beschicken der Mischmaschine sowie einen Schwenkkran für den Betontransport.

Abb. 37 u. 38 zeigen endlich Baggervorrichtungen zum Heben von Betonschotter und Sand.



Abb. 32. Elevator.

E. Einbringen des Betons.

a) Behandlung der Schalung.

Für eine im Erhärten begriffene Eisenbetontragkonstruktion ist es besonders wesentlich, daß sie bis zur Erreichung die Tragfähigkeit in vollkommener Ruhe belassen wird. Es sind daher Setzungen, nachträgliche Durchbiegungen oder Spannungen durch Holzquellungen beonders nachteilig.

Wird z. B. eine Schalung auf festen, harten, trockenen Lehmboden aufgestellt, so kommt es vor, daß bei der Betonierung durch das durchsickernde Wasser der Lehmboden erweicht wird. Geschieht dieses noch während der Betonierung, so wird dadurch nur etwa ein Schönheitsfehler der Konstruktion (Durchbiegung) entstehen, geschieht dies jedoch nur nach

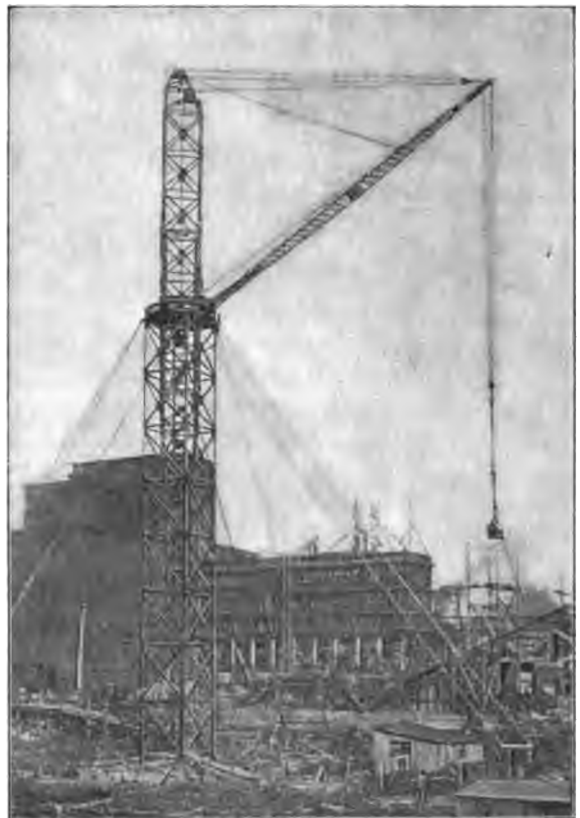


Abb. 34. 40 m hoher und 26 m ausladender Schwenkkran beim Bau des Warenhauses Ward & Co. in Chicago.



Abb. 33. Betonmischmaschine mit Becheraufzug beim Rathausneubau Dresden von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Dresden.

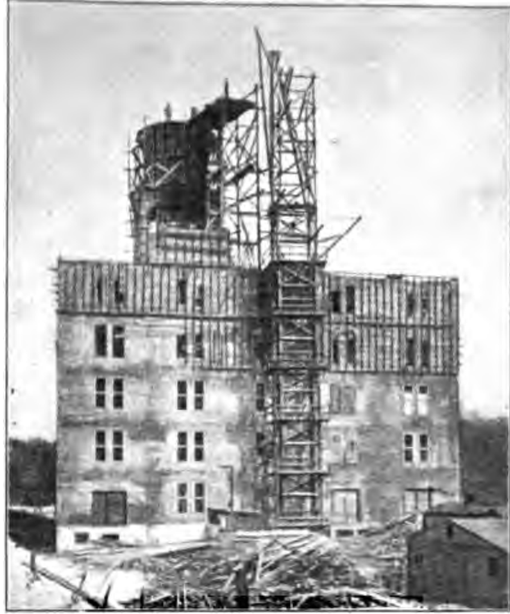


Abb. 35. Hölzerner Schwenkkran befestigt am Holzgerüst.

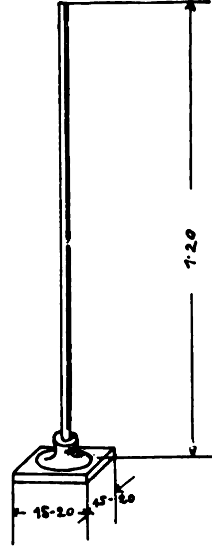


Abb. 39. Eiserner Betonstößel.



Abb. 36. Mischmaschine mit Materialaufzug und Schwenkkrahn für Betontransport beim Neubau des Gaswerkes Schlieren bei Zürich der Firma Gebrüder Rank, München.



Abb 38. Schwimmender Sand- und Schotterbagger.



Abb. 37. Feststehender Sand- und Schotterbagger.

dem Betonieren und zwar allmählich, so werden die Konstruktionen, da der halbabgebundene Beton den Setzungen nicht mehr folgen kann, Risse bezw. innere Spannungen erhalten, welche die Tragfähigkeit beeinflussen und den Bestand des Bauwerks gefährden können. In dieser Hinsicht wird empfohlen, die größte Vorsicht zubeachten und besonders bei frischen Schüttungen entsprechende Unterstützungen durch große Auflageflächen, eingetriebene Pfähle usw. zu schaffen.

Quellungen sollen durch starkes Begießen der Schalungen vor dem Betonieren vermieden werden. Auch sollen Schalungsbretter niemals eng aneinander gestoßen werden, damit diese beim Quellen nicht aufstehen. Es werden Zwischenräume je nach der Trockenheit des Holzes von 1 bis 2 cm angeraten. Es empfiehlt sich außerdem, Stichmaße an den Schalungen zu befestigen, um während und nach dem Betonieren die Senkungen und Durchbiegungen beobachten zu können. Wenn größere Fugen, Astlöcher usw. vorkommen, empfiehlt es sich, diese vor dem Betonieren mit Dachpappenstreifen zu belegen, um das Ausfließen des Betons zu verhindern.

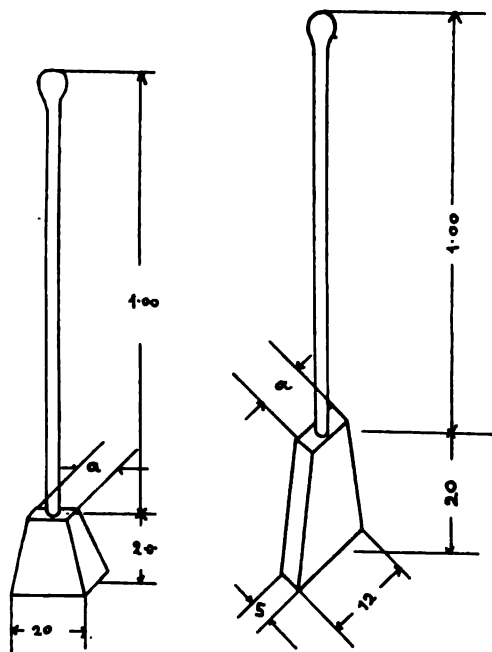


Abb. 40. Betonstößel.

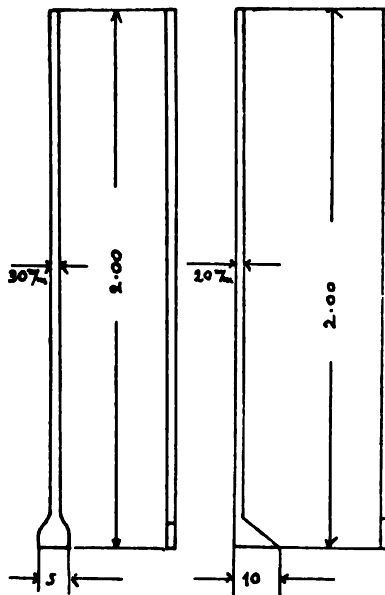


Abb. 41. Kleiner Betonstößel.

Auf die durch die Betonierung vorkommenden Setzungen ist beim Schalen Rücksicht zu nehmen und zwar empfiehlt es sich, die Schalung je nach den Verhältnissen höher anzulegen bezw. den Balken in der Mitte eine Sprengung (bei normalen Verhältnissen 1 bis 3 cm) zu geben. Ein in der Mitte nach oben hin gebogener Balken stört das Auge nicht, während ein in der Mitte nach unten durchgebogener Balken ganz besonders häßlich wirkt.

b) Verarbeiten und Stampfen.

Das Verarbeiten richtet sich nach dem Bauzwecke des Betons.

Bei Stampfbeton- und Eisenbetonkonstruktionen mit großen Flächen und weiten, auseinander liegenden Eiseneinlagen kann erdfeuchter oder weniger plastischer Beton

verwendet werden. Derselbe soll in Schichten von 10 bis 20 cm eingebracht werden. Zum Stampfen werden gewöhnlich gußeiserne Stößel mit einem Gewichte von etwa 10 bis 20 kg nach Abb. 39 verwendet.

Der Beton soll solange gestampft werden, bis er an der Oberfläche naß wird und bis man sich die Überzeugung verschafft hat, daß er genügend zusammengepreßt ist.

Um an den Ecken und an den Schalungen besser stampfen zu können, sowie bei Beton mit engeren Eiseneinlagen werden Stößel nach Abb. 40 verwendet, welche aus Holz oder Eisen hergestellt werden. Bei ersteren empfiehlt es sich, sie an den Unterseiten mit Blech zu beschlagen.

Dort, wo die Eiseneinlagen sehr dicht gelagert sind, kommen auch Werkzeuge nach Abb. 41 zur Anwendung.

Abb. 42 zeigt eine Vorrichtung, welche hauptsächlich zum Richten der Eiseneinlagen, Heben der Stangen verwendet wird.

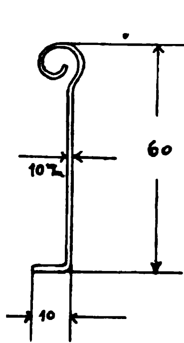


Abb. 42.

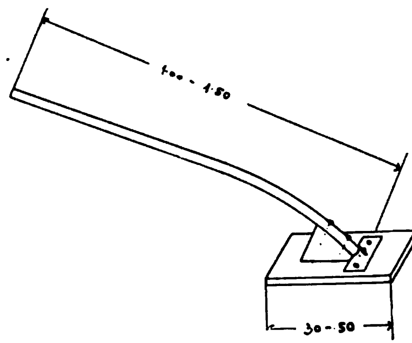


Abb. 43. Betonpraker.

Zum Stampfen von Platten und bei Estrichen (Granit, Terrazzo) werden zweckmäßig Schlagbretter (Tatschen oder Praker genannt) nach Abb. 43 verwendet.

Die Platte von 30 bis 50 cm Seitenlänge kann aus Eisen oder Holz hergestellt sein.

Bei Beton, welcher mit wenig Wasser angemacht ist, ist das Stampfen von großer Wichtigkeit, da nur dadurch die nötige Dichtigkeit, also Festigkeit und ein guter Anschluß an die Eiseneinlagen erzielt werden kann.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, welche geringe Betonstärken aufweisen und in welchen die Eiseneinlagen auch oft gedrängt angeordnet sind, ist es nicht vorteilhaft, erdfeuchten Beton zu verwenden, sondern besser plastischen oder weichen, da einerseits leichter eine größere Anhäufung erzielt werden kann, und man anderseits nicht so sehr von der Ausführung abhängig ist. Bei erdfeuchtem Beton ist es oft trotz guter Beaufsichtigung und Verwendung zuverläßiger Leute nicht zu umgehen, daß hohle Stellen, sogenannte Nester, entstehen. Bei plastischem oder weichem Beton sind solche Nester unwahrscheinlicher, da der Beton auch nur bei gelindem Ausstampfen beinahe von selbst ausfließt und alle Räume vollfüllt.

Der weiche Beton hat außerdem den großen Vorteil, daß die Eiseneinlagen durch das Stampfen weniger aus ihrer richtigen Lage gedrängt werden als beim erdfeuchten. Trotz Verwendung von weichem Beton ist jedoch auf das Stampfen ein besonderes Augenmerk zu richten und hauptsächlich darauf zu sehen, daß die Eiseneinlagen plangemäß eingelegt und in dieser Lage einbetoniert werden.

Wird z. B. bei einer 5 cm starken Platte das Eisen nur um 1 cm höher gelegt als für den Entwurf angenommen, so beträgt die Tragfähigkeit dieser Platte nur mehr ungefähr das $^3/_4$ fache.

Wenn Beton an Ziegelmauerwerk anschließt, ist ersteres vorher gut zu reinigen und mit Wasser zu benetzen, da sonst kein guter Anschluß erzielt wird und das Ziegelmauerwerk dem Beton das Wasser entzieht.

Das Ebnen der Oberfläche geschieht in der Regel durch Abziehlatten, indem die Latte über den frischen Beton im Zickzack hin- und hergezogen wird. Soll die Oberfläche glatter hergerichtet werden, so wird sie mittels hölzerner oder noch glatter mit eisernen Reibbrettern abgerieben bezw. geschliffen.

Werden Zementwaren in Formen (meist aus Eisen) hergestellt, so soll nur erdfeuchter Beton zur Verwendung gelangen. Das Stampfen ist außerordentlich sorgfältig vorzunehmen, weil hierbei ein großer Wert auf das sofortige Ausschalen gelegt wird, da sonst eine große Anzahl von zumeist kostspieligen Formen notwendig wäre. Bei vorsichtigem Arbeiten kann sofort nach dem Stampfen ausgeschalt werden.

c) Arbeitsunterbrechungen und Dehnungsfugen.

Wenn an einem alten oder bereits abgebundenen Beton ein frischer Beton angefügt wird, so ist die Verbindungsstelle auch wenn der alte Beton gut gereinigt und benetzt wird, niemals von der Beschaffenheit wie ein in einem Gusse hergestellter Beton.

Der Grund scheint außer in den Temperatureinflüssen darin zu liegen, daß der Beton sich beim Abbinden verkürzt und hierdurch zwischen dem alten und dem frischen Beton eine innere Spannung, also Schwächung der Verbindung entsteht. Es sollen daher, abgesehen von den Erschütterungen und Setzungen der Schalung, Tragkonstruktionen derart ausgeführt werden, daß ein in sich abgeschlossener Teil an einem und demselben Tage, und zwar während der Abbindezeit des Betons vollkommen fertiggestellt wird.

Dies scheint jedoch nur bei Bogenbrücken mit Rücksicht auf die gleichzeitige Senkung der Gerüste hinreichend begründet. So wurde z. B. beim Bau der Brücke in St. Lucia von 55 m Spannweite die Betonierung des Bogens (335 m^3 Beton) in einem Tage, von 5 Uhr früh bis 10 Uhr abends, mittels 4 Mischmaschinen und 8 Handmischpartien ausgeführt.

Dementgegen wird man sonst überall finden, daß sich alter Beton mit neuem bei entsprechender Reinigung und Abspülung mit Wasser zu einem einheitlichen Körper verbindet und daher Arbeitsunterbrechungen nicht gefährlich sind, also z. B., daß an einem Tage die Balken und erst nachträglich die Platte betoniert wird. Allerdings ist es dann nötig, reichlich Bügel anzuwenden, welche den Balken mit der Platte verbinden. Jedenfalls ist anzuraten, bei Anschlüssen vom alten an den neuen Beton die Flächen sehr gut zu reinigen und mit Wasser gut abzuspülen und nur frischen Beton zu verwenden und darauf zu sehen, daß die Holzschalungen, wenn dieselben nur halb belastet sind, nach Aufbringen der vollen Belastungen größere Durchbiegungen aufweisen, welchen im Abbinden begriffener Beton nicht immer folgen und daher zu Rissen oder zu inneren Zusatzspannungen Anlaß geben kann. Bei Beton, welcher schon eine gewisse Tragfähigkeit erreicht hat, ist bei nachträglicher Vollbetonierung diese Gefahr des Durchbiegens der Schalung geringer. Diesem letzteren Übelstand kann auch durch sehr kräftige Schalungen vorgebeugt werden.

Um Spannungen im Beton durch Verkürzen desselben beim Abbinden, durch Temperaturveränderungen und durch ungleiche Setzungen der Fundamente und Mauern zu verhindern, sowie um Arbeitsabschnitte zu schaffen, werden Dehnungsfugen angeordnet, welche eine vollkommene Trennung der Konstruktion ergeben. Diese Fugen werden durch Einlagen von Pappe, Blech, Holz usw. hergestellt und in Entfernungen von 5 bis 15 m, je nach der Konstruktion und Tagesleistung, vorgesehen.

Bei Betonestrichen ist die feine Schicht immer sofort auf den noch weichen Unterbeton aufzubringen.

d) Behandlung des Betons nach dem Betonieren.

Wenn die Betonierung vollendet ist, soll dem Beton die möglichste Ruhe, zumindest durch einige Tage eingeräumt werden. Es ist sowohl das Betreten als auch das Belasten tunlichst zu vermeiden.

Es empfiehlt sich, den Beton durch etwa 14 Tage täglich 1 bis 3 mal, je nach der Witterung, zu begießen. Um den Beton feucht zu erhalten, werden auch nasser Sand oder nasse Sägespäne etwa 5 cm hoch aufgelegt und nach Bedarf befeuchtet, welches Verfahren besonders bei großer Hitze empfohlen werden kann.

e) Sicherung gegen Hitze und Frost.

Bei großer Hitze soll der Beton mit mehr Wasser angemacht werden. Vor dem raschen Austrocknen ist derselbe durch aufzulegende nasse Plachen und Tücher, durch häufiges Begießen usw. zu schützen. Auch kann über der Baustelle ein Zeltdach aufgestellt werden.

Bei Frost bis 2° C. unter Null kann unter der Voraussetzung betoniert werden, daß nicht gefrorener Sand, besonders ja keine gefrorenen Klumpen verwendet werden.

Da Beton in fetteren Mischungen beim Abbinden Wärme erzeugt, kann dieser Vorgang bei einiger Vorsicht ohne nachteilige Folgen als unbedenklich Anwendung finden.



Abb. 44.
Telephongebäude in Salt Lake City (Utah).

Bei größerer Kälte, oder wenn eine solche während oder unmittelbar nach dem Betonieren zu erwarten ist, kann dadurch vorgesorgt werden, daß vorgewärmtes Wasser und Sand verwendet wird. Auch können dem Wasser Zusätze von Salz oder Soda beigegeben werden, was jedoch bei Eisenbetonkonstruktionen und Konstruktionen, welche ein gutes Aussehen haben sollen, nicht zu empfehlen ist, da die durch das Salz angezogene Feuchtigkeit das Eisen schädlich beeinflußt und derartiger Beton häßliche Ausblühungen auf der Außenseite aufweist. Es kann auch das Bauwerk provisorisch umbaut und ausgeheizt werden. Die Glut darf jedoch nicht zu nahe auf den Beton einwirken. Nach dem Betonieren ist das Bauwerk entsprechend mit Stroh, Laub, Tüchern usw. abzudecken.

Als ein sprechendes Beispiel, daß man auch im Frost ohne Schaden betonieren kann, wenn man auf die getroffenen Vorsichtsmaßregeln genügend Vertrauen hat, ist hier in der Abb. 44 des Telephongebäudes in Salt Lake City (Utah) gegeben, die uns durch die deutlich sichtbaren Eisstalaktiten, die dort beim Bau herrschende Temperatur angibt. Es war dort Schneesturm und — 3° C.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß der Frost das Abbinden des Betons nur unterbricht und bei wärmerer Witterung das Abbinden ohne weiteres seinen normalen Fortgang nimmt, wenn die Materialien während des Betonierens nicht gefroren waren und einige Stunden nachher noch frostfrei erhalten worden sind.

f) Ausschalen.

Mit dem Ausschalen soll grundsätzlich solange als möglich gewartet werden. Im allgemeinen richtet sich die Zeit sowohl nach der größten Betondicke als auch nach der Witterung.

Beispielsweise können Platten von geringer Stärke im Sommer nach etwa 5 Tagen ausgeschalt werden, während Balken bei normalen Spannweiten mindestens 14 Tage bis 3 Wochen, im Frühjahre und Herbste entsprechend länger, in Schalung belassen werden sollen.

Bei Brücken von größerer Spannweite oder vielmehr größeren Betondimensionen soll die Schalung in der Regel mindestens 6 bis 8 Wochen belassen werden.

Besondere Vorsicht ist bei den Konstruktionen zu beobachten, welche bei oder vor Frostwetter hergestellt wurden, da deren Erhärtung erst bei wärmerer Temperatur eintritt.

Beim Ausschalen selbst sind zuerst die Keile vorsichtig von den Auflagern gegen die Mitte zu entfernen und sollen hierbei Erschütterungen tunlichst vermieden werden. Es empfiehlt sich hierbei, mehr durch Hebelwirkungen als durch Schläge zu wirken.

d) Vorrichten und Verlegen des Eisens.

Das zu verwendende Eisenmaterial soll von derselben Qualität sein, wie das bei gleichartigen Eisenkonstruktionen, auch sollte es denselben Prüfungen unterzogen werden wie dieses.

In Europa wird vornehmlich Flußeisen verwendet. Stahl kommt gewöhnlich nicht zur Anwendung, da eine bessere Qualität an den zulässigen Festigkeitsgrenzen nichts ändert; dagegen wird in Nordamerika Stahl von der Zugfestigkeit von 6000 kg/cm² häufig verwendet.



Abb. 45. Eisenschere.

Es empfiehlt sich, das Eisen gleich in der benötigten Länge im Werke zu bestellen, weil hierdurch das Schweißen und Abfalleisen vermieden wird. Es ist jedoch oft nicht möglich, sich rechtzeitig vom Werke das Eisen abgelängt zu verschaffen, in welchem Falle ein Lager von möglichst langen Stangen (10 bis 20 m) angeschafft werden sollte. Um nicht viele Gattungen lagern zu müssen, empfiehlt es sich, nachstehende Dimensionen auf Lager zu legen, mittels welcher alle Querschnittskombinationen für die gewöhnlichen Fälle leicht zusammengestellt werden können; und zwar Durchmesser 5 mm (Fläche = 0,2 cm²), Durchm. 8 mm (Fl. = 0,5 cm²), Durchm. 16 mm (Fl. = 2 cm²), Durchm. 23 mm (Fl. = 4 cm²), Durchm. 25 mm (Fl. = 6 cm²).

Das Ablängen von Rundeisen geschieht bei ganz kleinen Querschnitten (bis etwa 7 mm) mittels Scheren nach Abb. 45 oder bei größeren Dimensionen (bis 22 mm) mittels

der Schneidevorrichtungen Abb. 46 u. 47. Stärkere Eisen werden am einfachsten mit dem Meißel abgeschlagen.

Eisen bis 12 mm werden gewöhnlich auf kaltem Wege gebogen, während Eisen von größerem Durchmesser erwärmt und dann gebogen werden sollen.

Das Biegen von Eisen in schwachen Dimensionen geschieht gewöhnlich mittels Schablonen, wobei in Unterlagsbretter eiserne Dornen eingeschlagen werden, an welche das Eisen angelegt und gebogen wird. Abb. 48 zeigt den Vorgang des Eisenbiegens im kalten Zustande, Abb. 49 ein Modell von H. Sartorius, das sich zum kalten Abbiegen bis 40 cm Durchmesser eignet.

Abb. 47. Abb. 46.
Eisenschneidevorrichtungen.

Das Biegen des Eisens im warmen Zustande geschieht gewöhnlich in der Weise, daß dasselbe in einer Schmiede am Bauplatz vornehmlich mittels Feldschmiede nach Abb. 50 u. 51) an jener Stelle erwärmt wird, an welcher ein Bug herzustellen ist, und dann am Amboß gebogen wird. Hierbei empfiehlt es sich, ein zum Rundeisen passendes Unterlagsstöckel zu verwenden. Neben dem Amboß wird auf einem entsprechenden hölzernen Reißboden die Biegung in natürlicher Größe (gewöhnlich mit Kreide) aufgezeichnet und durch Auflegen dieses Eisens auf diesen Reißboden die Biegung kontrolliert (Abb. 52). Die Stelle am Eisen, an welcher Büge zu machen sind, werden gewöhnlich durch Kreidestriche bezeichnet. Ein Bezeichnen der Biegestellen durch Einmeißeln soll deshalb vermieden werden, weil der Querschnitt hierdurch, wenn auch unerheblich, geschwächt wird und eine Anreißstelle gegeben erscheint.

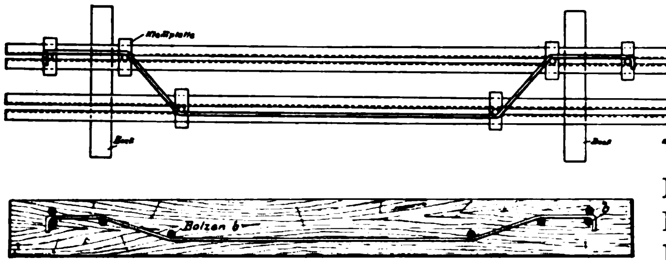


Abb. 48. Kaltbiegevorrichtungen.

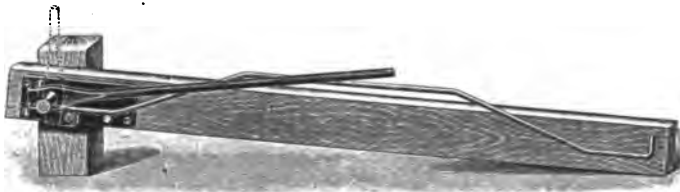


Abb. 49. Rundeisenbieger.

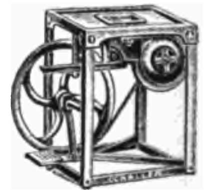


Abb. 50. Feldschmiede.

Müssen Eisen verlängert werden, dann geschieht dies am besten durch Schweißen.[1]) In den Bauhöfen werden hierzu elektrische Schweißvorrichtungen oder permanente Schmieden verwendet, während auf den Bauten Feldschmieden zur Anwendung gelangen. Sollten stärkere Kaliber von 30 bis 50 mm Durchmesser geschweißt werden, dann empfiehlt es sich, entsprechend große Schmieden zu verwenden. Beim Schweißen soll mit der größten Vorsicht vorgegangen werden und dies umsomehr, als Flußeisen wegen seiner Sprödigkeit schwerer zu schweißen ist als Schweißeisen. Die Schweißstellen sollen nur mit 600 kg/cm² beansprucht werden, und es empfiehlt sich, diese Schweißstellen in die Querschnitte zu verlegen, wo das Eisen nicht voll beansprucht ist, oder es müssen diese Querschnitte an den Schweißstellen durch Beilageeisen, welche mindestens mit 20facher Länge über die Schweißstelle beiderseits vorragen, verstärkt werden.



Abb. 51.
Feldschmiede.



Abb. 52a.

Überhaupt sollen jedoch Schweißstellen nach Möglichkeit vermieden werden. Auf jeden Fall sollen jedoch Schweißstellen bei mehreren Eiseneinlagen nicht in demselben Querschnitte, sondern versetzt angeordnet werden.



Abb. 52b.

In anderen Fällen wird es als genügend erachtet, um die Kraftübertragung von einem Eisen auf das andere sicher zu stellen, wenn die Eiseneinlagen sich um das 20- bis 30fache ihres Durchmessers übergreifen. Man rechnet in diesem Falle mit der Adhäsion des Eisens am Beton. Noch sicherer geht man, wenn man die sich übergreifenden Enden noch mit Eisendraht umwickelt.

[1]) Siehe Versuche von Prof. Guidi. Beton u. Eisen 1906.

Beim Bau der Eisenbetonbrücke über die Aisne bei Soissons ist man nach Vornahme verschiedener Versuche zu der in Abb. 53 dargestellten Verbindung der Eiseneinlagen gekommen. Die zwei zu verbindenden Eisen überdecken sich auf 60 cm, und man fügte ihnen ein Deckeisen von kleinerem Durchmesser und 1 m Länge hinzu. Die beiden Armierungsstäbe waren unter sich sowohl als jeder derselben mit dem Deckeisen je an zwei Stellen mit Eisendraht umwickelt.

Diese Anordnung vermied einerseits das vollständige Weglassen einer Umschlingung und anderseits das Anbringen einer solchen auf die ganze Länge der Überdeckung, wodurch es dem Beton fast unmöglich gemacht wird, sich an die Stäbe anzuschließen und so denselben die nötige Adhäsionsfestigkeit zu verleihen. Aus diesem Grunde wird auch die Deckung des Stoßes mit einer etwas weiteren Spirale empfohlen.

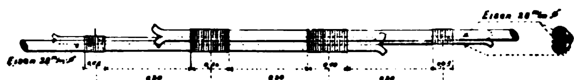


Abb. 53. Verbindung zweier Rundeiseneinlagen.

Abb. 54 gibt eine auf Zug widerstandsfähige Stoßverbindung wieder. Die beiden Stäbe überdecken sich gegenseitig und greifen mit ihren hakenförmig abgebogenen Enden in gabelförmig gestaltete Verbindungsstücke ein. Sämtliche drei Stücke sind mit Eisendraht umwickelt. Gleichfalls gegen Zug werden zuweilen die Stäbe miteinander verhakt, was aus Abb. 55 ersichtlich ist. Doch kann diese Verbindung nicht so sehr empfohlen werden. Der Stoß der Säuleneisen geschieht meist beim Übergang von einem Geschoß in das andere und wird hergestellt durch Überschieben von Gasrohrstücken, in welche beide Stäbe gleich weit eingreifen. Ist Zug zu übertragen, so sind Muffen mit Gewinden zu verwenden. Bei den spiralarmierten Säulen kann der Stoß der Längsarmierung durch Übereinandergreifenlassen der Enden bewerkstelligt werden, weil die Stöße durch die Umschnürung gesichert sind und die Längseisen nur sekundäre Bedeutung haben.

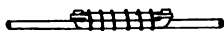


Abb. 54. Stoßverbindung zweier Rundeiseneinlagen. Auf Zug widerstandsfähig.



Abb. 55. Stoßverbindung zweier Rundeisenstäbe durch Verhakung.

Gewisse Bauweisen verzichten auf eine Verbindung der Eiseneinlagen unter sich. Die Monierbauweise und die von Wayss u. Freytag geübte Ausführungsweise stellen die Verbände durch $^3/_4$ bis 1 mm starken ausgeglühten Eisendraht, sogenannten „Bindedraht“ her. Der Draht wird um die zu verbindenden Stäbe herumgelegt, mit der Monierzange gefaßt, zusammen gedreht und abgezwickt (Abb. 56). Für Decken einschließlich Balken mit stärkeren Einlagen ist auf 15 m², bei solchen mit schwächeren Einlagen auf 20 m² ein Ring Bindedraht mit etwa 100 m Länge zu rechnen. Die Monierwände erfordern auf 10 m² einen Ring.



Abb. 56.

Die Eisen sollen jenen Querschnitt aufweisen, welcher Gewähr für eine innige Umschließung durch den Beton bietet. (Siehe Kapitel: Eisenquerschnitte.) Eisen mit scharfen Kanten erschweren eine innige Umschließung des Betons, und bei Eisen von großer ebener Fläche wie Flacheisen, welches auf der Breitseite aufliegt, ist es sehr schwierig, eine innige Verbindung und volle Ausfüllung an der Unterseite herbeizuführen. Es können dadurch leicht hohle Nester (Luftblasen) entstehen, welche auf die Konstruktion schädlich einwirken.

Die Entfernung der Eiseneinlagen von einander soll mindestens so groß sein, daß der Raum zwischen sowie unter den Eisen sicher voll ausgefüllt werden kann. Als kleinster Zwischenraum zwischen Rundeisen sollen 2 bis 3 cm angenommen werden. Bei stärkeren Eisen soll der Zwischenraum mindestens die Eisenstärke betragen, damit dadurch der Betonquerschnitt im Längenschnitte durch die Eiseneinlagen nicht zu gering ist und ein Abbröckeln der Betonteile unter den Eiseneinlagen vermieden wird. Wenn Eisen eingelegt werden, welche nicht von einem Auflager zum anderen reichen, so sollen die Enden soweit in die oberen Betonteile hineinreichen, daß bei vorgenannten Abbröckelungen trotzdem die Enden entsprechend verankert sind.

Ein besonderes Augenmerk soll auch auf die richtigen Eingriffe und Verankerungen in das Auflager gerichtet werden, wobei stets auch der Auflagerkonstruktion (Druckverteilung) ein entsprechendes Augenmerk zuzuwenden ist. Je größer die Auflagerfläche und je weiter die Eingriffe der Eiseneinlagen in dieselben, desto günstiger ist dies für die Konstruktion. Rundeisen sollen gewöhnlich das 10- bis 20fache des Durchmessers in die Auflager eingreifen.

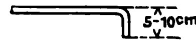
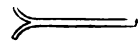


Abb. 57.


Abb. 58.

Die Enden von Rundeisen werden gewöhnlich mit einem 5 bis 10 cm langen Haken (Abb. 57) versehen, oder sie werden, vornehmlich von Hennebique, nach Abb. 58 gespalten und aufgebogen.



Abb. 60.

Bei sehr starken Eisen werden namentlich von den Amerikanern Verankerungsplatten empfohlen.

Die Herstellung der hakenförmigen Abbiegung der Enden kann bei schwächeren Eisen bis zu 18 mm Durchmesser durch Einstecken eines Gasrohrstücks bis zum Biegepunkt geschehen, das alsdann als Hebel benutzt wird, wie es die rechte Hälfte der

Abb. 59 zeigt. Zweckmäßig wird dieses Rohrstück vorn zum Schutz gegen Ausreißen mit einem Verstärkungsring versehen.



Abb. 59. Herstellung der hakenförmigen Abbiegung der Enden.

Wenn Schließeneisen in durch Dilatationsfugen getrennte Konstruktionen eingelegt werden, so sollen diese die Dehnungsfähigkeit des Betons nicht hemmen und sich selbst unabhängig verkürzen und verlängern können. Hierzu empfiehlt es sich, die Schließeneisen lose in Gasrohre zu verlegen oder sie mit Spagat, Papier usw. zu unterfüllen, bezw. mit Asphaltanstrichen usw. zu versehen.

Das Eisen soll bei der Verwendung rein sein. Geringer Rostansatz scheint nicht nachteilig zu sein, da erwiesenermaßen dieser Rost im Beton verschwindet. Um Eisen vor Rost zu schützen, empfiehlt es sich, dieses mit Zementbrei anzuschütten bezw. anzustreichen. Häute, welche jedoch nicht gut haften und sich abbröckeln, sind vor dem Einbetonieren sorgfältig zu entfernen.

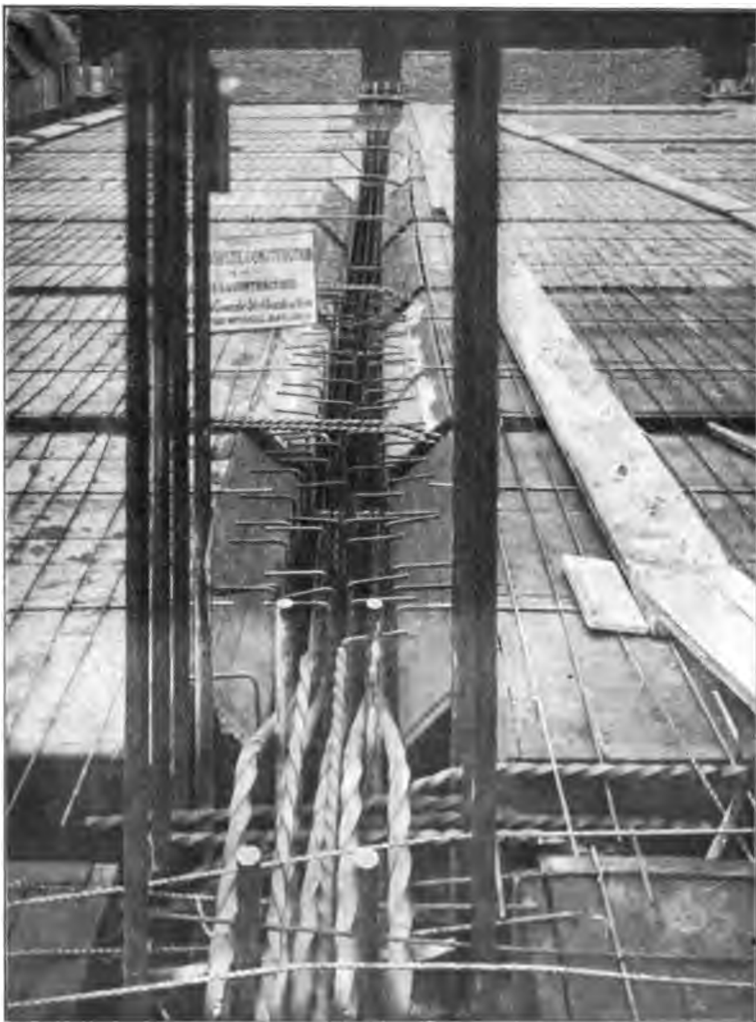


Abb. 61. Brückenarmatur bei der Ferro-Concrete Co.-Chicago.

Das Reinigen der Eisen mit Säuren, Kalk usw. wird nicht empfohlen.

Es empfiehlt sich, unmittelbar vor dem Einbetonieren die Eiseneinlagen mit dicker Zementmilch zu übergießen, weil dadurch eine gute Adhäsion erzielt wird.

Der Vorgang des Verlegens des Eisens beim Betonieren ist verschieden.

Bei Armierung des Betons durch Fachwerkträger nach Abb. 60 wird zuerst das Eisengerippe montiert und erst hernach die Schalung aufgestellt.

In diesem Falle ist wohl am besten dafür gesorgt, daß die Eiseneinlagen in der richtigen Lage einbetoniert werden.

Bei nicht genieteten, nur lose verbundenen Eiseneinlagen sind zwei Verfahren üblich, und zwar werden einerseits die gesamten Eiseneinlagen vor dem Betonieren verlegt, während anderseits erst die Eiseneinlagen allmählich mit dem Fortschreiten der Betoneinbringung eingelegt werden; also z. B. bei einer Plattenbalkenkonstruktion können die Platteneisen erst dann verlegt werden, wenn die Balken herausgestampft sind.



Abb. 62. Fertige Trägerarmatur nach Prof. Zielinski.

Abb. 61 zeigt, wie bei der Ferro-Concrete Co. in Chicago die Eiseneinlagen im ersteren Falle verlegt werden.



Abb. 63. Pfeilerarmierung bei einem Gebäude in Brooklyn, N. J.

Um die Stäbe in der richtigen Entfernung voneinander zu erhalten und Verschiebungen beim Betonieren zu vermeiden, werden oft Verteilungsstäbe angeordnet und an den Kreuzungsstellen mit Bindedraht von etwa 1 bis 2 mm Stärke verstrickt.

Bei den Platten wird oft das Verfahren beobachtet, daß die Eiseneinlagen auf die Schalung aufgelegt werden, dann wird etwas Beton vorgestreut und hernach das

Geflecht so weit gehoben, bis die Eisen vom Beton an der Unterseite umhüllt sind, und anderseits das Eisen auch in der gerechneten Lage, also nicht zu hoch einbetoniert wird. Oft geschieht die Fixierung der Eiseneinlagen durch kleine Reinunterlagen.

Abb. 62 zeigt die Eisenarmierung eines Balkens, welcher in zusammengestelltem Zustande in die Schalung verlegt wird, entsprechend den Vorschriften von Prof. Zielinski-Budapest.

Aus Abb. 63 ist zu ersehen, wie in einem Gebäude in Brooklyn, N. J., die Eiseneinlagen bei Pfeilern, welche durch mehrere Stockwerke reichen, verlegt und an den oberen Enden provisorisch verbunden werden.

Bei allen Konstruktionen ist das größte Augenmerk darauf zu richten, daß die Eiseneinlagen rechnungsgemäß, also in der theoretisch richtigen Lage einbetoniert werden.

e) Schalung im Hochbau.

Bearbeitet von Ingenieur **Otto Rappold**, Stuttgart.

1. Allgemeine Würdigung.

Die Sicherheit der Eisenbetonbauteile ist nicht nur abhängig von der statisch richtigen Anordnung und Dimensionierung derselben, sondern in nicht minderem Maße auch von dem Grade der Sorgfalt, mit welcher sie ausgeführt worden sind. Wie beinahe bei keiner anderen Art des Bauens spielt beim Eisenbetonbau die Arbeitsausführung eine Rolle, und es braucht daher auf die Wichtigkeit der folgenden Abhandlung nicht näher hingewiesen zu werden.

Die Einschalung erfordert viel Sachkenntnis und Gewissenhaftigkeit. Von ihr hängt in erster Linie die gute Ausführung des Bauwerks ab. Zu schwache und fehlerhaft aufgebaute Schalungen, welche in nicht wenigen Fällen auf an unrechter Stelle angebrachten Unternehmergewinn zurückzuführen sind, ziehen häufig bleibende Schädigungen des Bauwerks nach sich und sind schon die Ursache von tragischen Unglücksfällen gewesen.

Während man die Art und Weise der Beanspruchung und der Spannungen eines Bauteils bis ins einzelne ergründet, schenken viele der Schalung nur untergeordnete Beachtung, und man überläßt deren Anordnung dem den Bau ausführenden Techniker. Um unliebsame Vorkommnisse nach Möglichkeit zu vermeiden, sollte schon beim Projektieren auf die Einschalung Rücksicht genommen und die Art ihrer Ausführung nicht erst auf der Baustelle festgelegt werden.

2. Erfordernisse der Einschalung.

Die Einrüstung dient zur Formgebung. Bedingung ist genügende Widerstandsfähigkeit gegenüber den Erschütterungen durch das Stampfen und dem durch das Gewicht des Betons und der Arbeiter erzeugten Druck und Schub. Dabei darf eine schädliche Deformation der Schalung nicht eintreten. Zu schwache Schalungen bewirken Ausbauchungen der Konstruktionsteile, welche erforderlichenfalls nachher mit großer Mühe und Kosten abgespitzt werden müssen. Zu dünne und schlecht unterlegte Sprießen drücken sich in den Boden ein und ziehen ebenfalls eine Senkung der Schalung nach sich. Diese Setzung findet häufig erst nach Fertigstellung des Bauteils statt, weil sie verstärkt wird durch das Aufweichen des Bodens infolge des durch die Schalung herabtropfenden Wassers. So können gefährliche Anfangsspannungen in die Konstruktion eingetragen werden. Die Aufstellung muß derart erfolgen, daß ein leichtes Ausrüsten möglich ist, so daß auch eine Beschädigung der Bauteile ausgeschlossen ist. Sind mehrere Baustücke gleicher Dimensionen vorhanden, so müssen die Schalungen so eingerichtet sein, daß sie mehrere Male benutzt werden können; man findet in dieser Hinsicht Schalungen vom primitiven, nur für einmalige Verwendung bestimmten, aus Brettern zusammengenagelten Kasten, bis zur sorgfältig durchgebildeten und mit leicht und schnell lösbaren Verbindungen versehenen Schalungsform, welche beliebig oft verwendet werden kann.

Die Schalung als Unterlage des Betons besteht fast immer aus Holz, in anderen Fällen aus Blech, Draht oder Rohr, oder aus Formstücken von Beton, Eisenbeton,

Ziegeln, Terrakotta, Gips, Rohrmatten und anderen Stoffen. Werden die Sichtseiten der Bauteile nachher verputzt, so können die Schalbretter meist so verwendet werden, wie sie aus der Säge kommen, weil alsdann der Beton eine rauhe Oberfläche erhält, an welcher der Putz gut haftet. Erhalten die Sichtflächen keinen Verputz, sondern bleiben so wie sie aus der Schalung kommen, so müssen die Schalbretter auf der Seite, wo sie mit dem Beton in Berührung kommen, gehobelt werden. Auch dabei bleibt die Schalung stellenweise am Beton hängen. Um das ganz zu verhindern, sowie um eine glatte Sichtfläche zu erhalten, werden oft Zwischenlagen von Papier, Pappe, Leinwand, Jute oder Blech aufgebracht. Diese verhindern zugleich das Auslaufen von Zement und Wasser zwischen den Fugen der Bretter hindurch. Auch durch Bestreichung der Schalung mit Seife, Fetten und Ölen wird das Anhaften vermieden. Dabei sind die Mineralöle (Leinöl, Petroleum usw.) den tierischen Fetten und Ölen vorzuziehen, weil sie weniger nachteilig auf den Beton einwirken.

3. Verschiedene Ausführungsweisen.

A. Mit Rücksicht auf die Aufeinanderfolge der einzelnen Arbeiten bei der Bauausführung und die daraus folgenden Abweichungen bezüglich der Herstellung der Einschalung kann man dreierlei Ausführungsweisen unterscheiden:

a) Aufstellen des Eisengerippes, Herstellung der Schalung und Aufbringen des Betons. Bei diesem Bauvorgange müssen die Eiseneinlagen schon an und für sich standfeste und tragfähige Konstruktionen bilden, wenn nicht allein, so doch jedenfalls durch Zusammenfassen und Verbinden eines Teils derselben zu einem Gerippe. An den Eisen werden die Stampfschalungen befestigt. Die Aufstellung der Eisengerippe erfolgt unter Umständen unter Zuhilfenahme eigener Gerüste. Es ist klar, daß die hierher gehörige Armierung der Tragekonstruktionen, wenigstens diejenige der Träger und Säulen, nur aus Profileisen bestehen kann. In bezug auf Einfachheit in der Rüstung, sowie leichtes und sicheres Betonieren werden diese Bauweisen vor den selbsttragenden Eisenbetonkonstruktionen im Vorteil sein, auch das Verlegen der Walzeisen ist lange nicht so zeitraubend wie das Verlegen der Rundeiseneinlagen.

Bezeichnend für solche Art des Bauens sind die Ausführungsweisen nach Melan, Wünsch, Bonna, Matrai und anderen, welche eine Armierung aus gewalzten Trägern der Normalprofile oder Kombinationen derselben verwenden, die eine solche Tragfähigkeit besitzen müssen, daß sie imstande sind, während der Bauausführung die Stampfschalung zu tragen. Der französische Ingenieur Bonna baut häufig die Armierung der Gebäude als Eisenkörper vom Sockel bis zum Dach fertig auf und bringt erst dann die Verschalung an. Nicht selten geht man dann mit der Bauausführung der Geschoßdecken vom Dachgeschoß nach unten, damit der durch die Schalfugen durchsickernde Zement die unten liegenden Decken nicht beschädigen kann.

Die Verwendung der Normalprofile ist mit dem Mangel behaftet, daß das Eisen nicht rationell ausgenutzt wird, indem der Schwerpunkt der Querschnittfläche zu weit nach oben zu liegen kommt. Um diesem Übelstand abzuhelfen, hat Pohlmann das Bulbeisen eingeführt, dessen Hauptquerschnittfläche im Unterflansch liegt, und welches deshalb in vorteilhafterer Weise ausgenutzt werden kann, ohne daß der Vorteil der einfachen Einrüstung verloren ginge.[1])

Sehr beachtenswert ist die von dem Regierungsbaumeister Leschinsky erdachte Bauweise, welche die Eisenarmierung ebenfalls als Schalungsträger benutzt. Dabei

[1]) Beton u. Eisen 1904, Heft III, S. 159 und Heft IV, S. 234.

besteht ein Teil der Eiseneinlage aus einem durchgehenden Walzträger, der Rest ist aus Rundeisen oder Flacheisen gebildet. Damit das Walzprofil rationell ausgenutzt

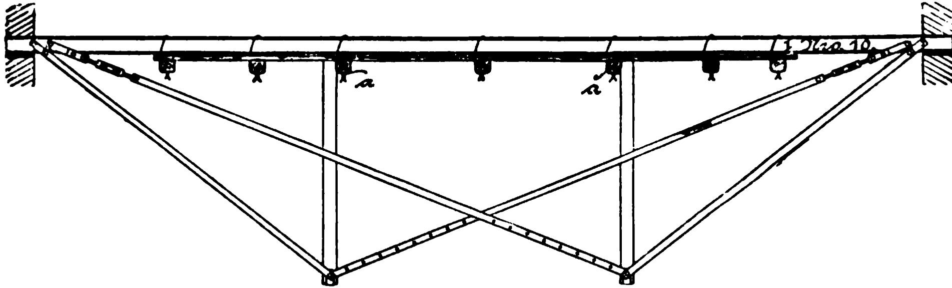


Abb. 1. Einrüstung nach Bauweise Leschinsky.

werden kann, muß es niedrig gehalten werden, und wäre daher allein nicht imstande, die Stampfschalung zu tragen. Deshalb wird es nach der in Abb. 1 dargestellten Weise durch ein Hängewerk unterstützt.[1]) Abbildung 2 gibt ein Schaubild dieser Einrüstungsweise.

Die Hängesäule besteht aus Holz, während die Hängestreben aus doppelten Flacheisen gebildet sind. Das Hängewerk ist so eingerichtet, daß es für verschiedene Spannweiten benutzt werden kann, ohne daß sich ein Verschnitt ergibt oder Teile im Beton verbleiben. Es ist also immer wieder verwendbar. An die kleinen Walzträger wird die Schalung angehängt, wobei zwischen Schalung und Unterkante Walzträger ein kleiner Zwischenraum durch Einlegen von Brettstücken hergestellt wird, so daß das Eisen vollständig in den Beton eingebettet wird.



Abb. 2. Einrüstung nach Bauweise Leschinsky.

Abb. 3 zeigt, wie bei

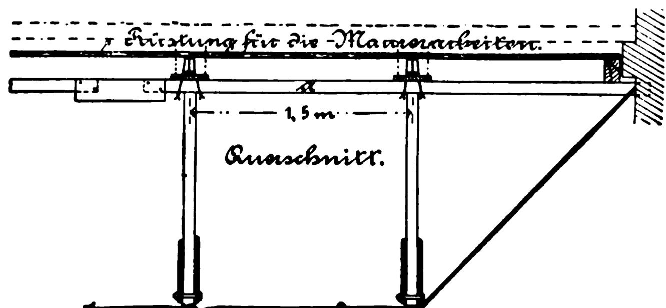


Abb. 3. Bildung eines Gerüstes für die Maurerarbeiten bei der Bauweise Leschinsky.

[1]) Sandor, Beton u. Eisen 1907, Heft VII, S. 169.

der Leschinsky-Bauweise ein inneres Baugerüst gebildet werden kann, mit Hilfe dessen die Außenmauern des Gebäudes ohne Rücksicht auf die Betonarbeiten schnell ausgeführt werden können.

Erwähnenswert ist ferner noch die sogenannte Herkulesdecke, welche von ähnlichen Voraussetzungen wie die ebengenannte ausgeht.[1]) Auch sie verwendet ein kleines Walzprofil, das allein die Schalung nicht tragen kann und daher mit Hilfe von Rundeisenstangen nach oben aufgehängt wird, so daß sich das Hängewerk über dem Walzprofil befindet und deshalb im Beton belassen werden muß, zumal ihm auch statische Bedeutung zugeschrieben wird.

Bei allen diesen Ausführungsweisen können die Schalungen eines Stockwerks unabhängig von den anderen Stockwerken ausgeführt werden, so daß nach Ausführung der Maurerarbeiten die Betonarbeiten sämtlicher Stockwerke gleichzeitig ausgeführt werden können, was bei Einhaltung kurzer Baufristen von erheblicher Bedeutung ist. Bei den unter b und c zu nennenden Ausführungsweisen müssen im Gegensatz hierzu die Maurerarbeiten jedesmal bis nach Fertigstellung und Erhärtung der einzelnen Geschoßdecken unterbrochen werden, was besonders bei kleineren Bauten, wo die Maurer nicht an anderen Stellen weiterarbeiten können, mißlich ist.

Der Nachteil der Verwendung der Einlagen für die Errichtung der Schalungen besteht darin, daß die Eisenarmierung infolge der an ihr hängenden Belastung sich bereits in Spannung befindet, während sie in den Beton eingebettet wird. Man hat dem dadurch abzuhelfen gesucht, daß man der Einlage eine Überhöhung gab, die sich infolge der Einwirkung der Belastung wieder aufhob. Es ist jedoch zu sagen, daß es schwer sein dürfte, die nötige Größe der Überhöhung herauszufinden, wenn man bedenkt, daß die Durchbiegung der Eiseneinlage fortwährenden Schwankungen unterworfen ist, welche durch das Ab- und Zugehen der Arbeiter, das Aufbringen der Baumaterialien und das Stampfen hervorgerufen werden. Diese fortgesetzte Spannungsänderung der Einlage beim Einbetten in den Beton kann einer innigen Verbindung der beiden Stoffe nur hinderlich sein.

b) Herstellung der Schalung ganz oder teilweise und Anbringen der Eiseneinlagen mit dem Fortschreiten der Betonierung. Hierbei sowie unter c ist es Voraussetzung, daß die Schalungen an und für sich standhaft sind und also eine von der Eiseneinlage unabhängige Ausführung darstellen. Die hier zu schildernde Art der Ausführung gliedert sich hinwiederum in zwei Unterabteilungen. Während Hennebique und ein Teil seiner Konzessionäre die Schalung nach und nach mit dem Fortschreiten des Betonierens aufführt, so wie es später näher besprochen werden soll, wird sie von anderen Betonfachmännern auf einmal aufgebaut. Ein großer Teil der Hennebiqueschen Konzessionäre ist zur letzten Ausführungsart übergegangen, weil dem allmählichen Aufführen der Schalung Mängel anhaften, welche den Vorteil des leichteren Einlegens der Eisen und Einbringen und Stampfen des Betons überwiegen. Der größte Nachteil ist der, daß durch die Unterbrechungen im Betonieren horizontale Fugen entstehen, die als schwache Stellen anzusehen sind. Beide Bauvorgänge haben gemeinsam, daß sie keine Querverbindungen der Eiseneinlagen unter sich aufweisen und daß deshalb das Gewicht des Betons dazu benutzt werden muß, um die Armierung in ihrer Lage zu erhalten. Selbst bei Aufwendung großer Vorsicht beim Stampfen ist jedoch die Lageerhaltung der Einlagen kaum möglich. Ein weiterer Nachteil dieser Methode ist die Unbequemlichkeit des Verlegens der Eisen während des Betonierens. Gegenüber der unter c zu nennenden Ausführungsweise hat diese den Nachteil größerer

[1]) Beton u. Eisen 1904. Heft IV. S. 215.

Herstellungskosten, weil die Arbeit der Zimmerleute, Eiseneinleger und Betonierer mehreremal unterbrochen wird.

c) Vollständige Ausführung der Schalung, vollständiges Anbringen der Eiseneinlagen und Fertigstellen durch Aufbringen des Betons. Diese Ausführungsweise ist diejenige, die heute wohl am meisten in Anwendung ist und die auch als die beste empfohlen werden kann; für sie ist das Vorhandensein von Querverbindungen zwischen den Eiseneinlagen Bedingung. Es entsteht dadurch ein Gitterwerk, welches den Stampfstößen und sonstigen Einwirkungen, die ein Verschieben der Einlagen zur Folge haben können, einigen Widerstand entgegensetzt. Die Verbindungen werden durch Quereisen hergestellt, welche an den Tragstäben mit Draht festgebunden werden. Bei den Trägern dienen zu demselben Zweck die Bügel.

Dieses Verfahren ist mit dem Nachteil behaftet, daß es, besonders bei tiefen Trägern, ein Stampfen nicht in der exakten Weise wie bei Ausführungsweise b zuläßt, da zahlreiche Eisen hinderlich im Wege sind. Es ist daher die Verwendung von mit mehr Wasser angemachtem Beton angezeigt, bei dem auf das Stampfen weniger Wert gelegt zu werden braucht.

Die Vorteile sind die, daß die Eiseneinlage fertig offen daliegt und kontrolliert werden kann und daß das Baustück auf einmal betoniert wird, ohne daß schädliche Abbindefugen durch Unterbrechen des Betonierens entstehen.

In Deutschland wird dieses Verfahren hauptsächlich von der Firma Wayss u. Freytag in Neustadt a. d. Haardt angewendet.

B. Bezüglich der Verwendung von fertigen Eisenbetonstücken und des daraus folgenden größeren oder geringeren Umfanges der Verwendung von Schalung an Ort und Stelle unterscheidet man in anderer Hinsicht wiederum dreierlei Ausführungsweisen:

a) Der Bau wird ganz an Ort und Stelle hergestellt. Bei dieser Bauweise sind die umfangreichsten Schalungen nötig.

b) Nur gewisse Trageglieder werden an Ort und Stelle hergestellt und die übrigen Teile als fertige Stücke verlegt. Hierbei ist schon weniger Schalung nötig.

c) Sämtliche Konstruktionsglieder werden auf einem Werkplatz hergestellt und verlegt, nachdem sie hinreichend alt geworden und imstande sind, den Transport auszuhalten und ihr eigenes Gewicht, sowie dasjenige darauf hantierender Arbeiter und allenfalls aufliegender Baumaterialien zu tragen.

Bei dieser Ausführungsweise ist keinerlei Schalung an Ort und Stelle nötig, man bedarf nur Rüstungen zum Hochziehen und Versetzen der mehr oder weniger schweren Stücke.

Man hat dabei den Vorteil, daß man die Decke sogleich nach Fertigstellung in Gebrauch nehmen kann, und daß man sofort weiterarbeiten kann, ohne daß man das Abbinden des Betons erst abwarten muß. Auch braucht man die Maurerarbeiten nicht zu unterbrechen, so daß man in dieser Beziehung die Vorteile wie bei der Anwendung von eisernen Trägern hat. Zudem kann die Herstellung der Tragestücke auf dem Werkplatze entschieden besser, gleichmäßiger und zuverlässiger bewerkstelligt werden als an Ort und Stelle. Weiterhin können die Stücke vor ihrer Verlegung einer Prüfung unterzogen werden, so daß nur einwandfreie Teile zum Einbau kommen, und endlich wird die Ausführung durch schlechte Witterung oder ungünstige Jahreszeit nicht beeinträchtigt. Der Hauptgrund für die Anwendung dieser Bauweise ist jedoch in der bedeutenden Kostenersparnis für die Schalung zu suchen.

Hand in Hand mit der fortwährend zunehmenden Verwendung des Eisenbetons und der Erschließung immer neuer Anwendungsgebiete geht auch eine stetig sich steigernde Erhöhung der Holzpreise, so daß man allenthalben seitens der Unternehmerschaft Versuche findet, die Schalungskosten zu reduzieren, um noch mit anderen Bauarten konkurrieren zu können. Eine solche Reduktion wird zweifellos durch die Verwendung fertiger Stücke in bedeutendem Maße erzielt.



Abb. 4. Verwendung fertiger Stücke beim Aufbau einer Geschoßdecke. Herstellung der Tragestücke auf dem Fußboden.

Die Herstellung der Tragestücke erfolgt auf einem Werkplatz möglichst nahe der Verwendungsstelle, um an Transportkosten zu sparen. Stellt man die Säulen liegend her, so kann man die vierte Schalseite erübrigen, was einer Materialersparnis von 25 vH. gleichkommt. In vielen Fällen erspart man sich auch die Bodenschalung, indem man auf den schön geebneten Boden Papier auflegt und darauf unmittelbar den Beton gibt, auf diese Weise ist bei Säulen eine Ersparnis an Schalung von 50 vH., bei Trägern eine solche von etwa 30 vH. zu erzielen. Besonders bei Platten jedoch mit ihrer großen Bodenfläche kommt die unmittelbare Auflage auf den Boden einer erheblichen Schalungsersparnis gleich. Auch in der Verwendung von Klammern und Bolzen sowie an Arbeitslohn wird ein erheblicher Gewinn erreicht. Weiterhin ist zu beachten, daß die Seitenstücke schon nach 24 oder 48 Stunden entfernt werden können und daher zwei- bis dreimal gebraucht werden können in der Zeit, während welcher sie bei der monolithischen Bauweise hätten an Ort und Stelle belassen werden müssen.



Abb. 5. Einbau der fertigen Tragestücke in eine Geschoßdecke.

Wenn die Stücke in großer Anzahl und gleicher Form angefertigt werden müssen, benutzt man zweckmäßig Metallformen, welche beliebig oft gebraucht werden können. Diese Formen sind zum Zwecke leichten Entschalens häufig mit sehr sinnreichen Vorrichtungen versehen.

Die Abb. 4 u. 5 zeigen ein Gebäudestockwerk in der Ausführung, bei dem sowohl Säulen als Träger auf dem Boden angefertigt worden sind. Die Säulen sind so lange, bis die Träger darauf zu liegen

kommen, mit Holzstreben provisorisch gehalten. In Abb. 4 befinden sich die Träger im Hintergrunde noch in der Einschalung, vorn ist diese bereits entfernt. Aus Abb. 5 ist das Einbauen der Träger zu ersehen. Das Hochziehen und Versetzen geschieht mit Hilfe eines Kranes.

Die Ausführung geschieht entweder so, daß die vorher hergestellten Balken Mann neben Mann verlegt werden, wie dies die Systeme Siegwart, Visintini, Viennot und andere tun, oder daß die fertigen Balken in Abständen verlegt und die Deckenplatte daraufgelegt wird. Die Füllungsplatten der Decken zwischen Eisentraversen werden häufig als fertige Stücke verlegt, die fabrikmäßig in Blechformen hergestellt werden; ihre Zahl ist Legion und vermehrt sich täglich um neue.

Die unter b genannte Ausführungsweise stellt entweder die Balken vorher her und stampft die Deckenplatte auf oder umgekehrt. Sie geht ebenfalls davon aus, an Schalungskosten zu sparen, will aber den Charakter der Monolität wenigstens teilweise gewahrt wissen. Für den ersten Fall ist typisch die von Coignet vertretene Bauweise (Abb. 6). Die auf dem Werkplatz fertiggestellten Balken werden nach einigen Wochen verlegt und dazu herangezogen, die Schalung für die Deckenplatte zu tragen. Zu dem Ende sind etwas über der Mitte Löcher ausgespart, durch welche Bolzen gesteckt werden. Diese Bolzen fassen zwischen ihrer Mutter und einem am anderen Ende einzutreibenden Flacheisenkeil Bohlen und drücken sie an die Träger heran. Auf den Bohlen liegt die Deckenschalung auf.

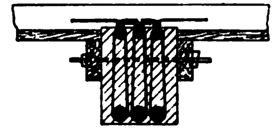


Abb. 6. Bauweise nach Coignet.

Den im vorstehenden beschriebenen Ausführungsweisen, welche fertige Stücke verwenden, fehlt der Charakter der Monolität, welcher Eigenschaft der Eisenbeton seine Verbreitung in vorderer Linie verdankt. Dieselbe wird allerdings auf verschiedene Art und Weise zu erreichen gesucht, kann aber nicht voll vorhanden sein.

Die vollständig an Ort und Stelle hergestellte Eisenbetonbauweise genießt deshalb die weitaus größte Verbreitung, besonders bei Bauten größerer Ausdehnung.

4. Verwendung der Eiseneinlagen als Schalung.

Weil man die Schalungskosten verringern wollte, hat man versucht, die Einlagen als Schalung selbst zu benutzen, die dann an ihrem Orte stehen bleiben kann. So hat man für die Armierung der Säulen Blechzylinder genommen, in welche man den Beton eingegossen hat, oder man hat hierzu Streckmetall mit engen Maschen verwendet, das man zur Sicherheit noch mit Papier umwickelt hat. Im ersten Fall ist ein Verputz, der schon zum Schutz gegen Feuer und Rost nötig ist, sehr schwer anzubringen, im letzteren war die Haftfestigkeit eine etwas größere.

Die Bauweise Möller benutzt die Armierung ihrer Träger, welche bekanntlich aus besonders verankerten Flacheisen von Trägerbreite besteht, dazu, als Bodenschalung zu dienen; damit dem nachher aufzubringenden Verputz größere Haftfestigkeit gesichert wird, werden die Flacheisen mit Drahtgewebe umwickelt.

Im übrigen ist zu sagen, daß eine der ersten Bedingungen des Eisenbetonbaues diejenige ist, daß das Eisen vollständig in den Beton eingebettet ist. Diese Forderung wird dann, wenn man die Einlage selbst als Schalung benutzt, nicht erfüllt, weil der nachher anzubringende Verputz nicht als ein mit der übrigen Betonmasse zusammenhängender Teil angesehen werden kann.

5. Schalung bei Mauern und Wänden.

Die Schalung für die Mauern und Wände aus Eisenbeton unterscheidet sich wenig von derjenigen für reinen Beton, nur daß sie im Hinblick auf die geringere Mauerstärke und die größere Inanspruchnahme des Baumaterials mit mehr Sorgfalt hergestellt werden muß.

Häufig werden neuerdings die Mauern so belassen, wie sie aus der Schalung kommen, und es wird dann verlangt, daß sie ein glattes Aussehen haben, daß also hauptsächlich die durch die Fugen zwischen den Schalbrettern gebildeten unschönen Grate vermieden werden. In diesem Falle schließt man die Fugen durch Eintreiben von Holzspänen, durch Ausfüllen mit Werg oder durch Einstreichen von Zement, Gips, Lehm und anderen Stoffen. Die Schalung besteht fast ausschließlich aus Holz. In einigen Fällen (besonders bei Ausführungen in Amerika) wurden die in Eisenbeton hergestellten Außenwände der Gebäude mit Steinplatten oder Platten aus Marmor oder Terrakotta verkleidet, welche dann selbst die unmittelbare Schalung bilden und die Holzschalung teilweise ersetzen. Diese Platten müssen gegen Abfallen in dem Beton verankert sein.

a) Verschiedene Ausführungsweisen.

Die Schalwände werden in den meisten Fällen durch horizontal liegende Bohlen oder Bretter gebildet, welche sich gegen senkrecht gestellte kräftige Pfosten legen. Nach der Stärke der Schalung richtet sich die Entfernung der Pfosten. Bei mittleren Verhältnissen wird unter Annahme von $3^1/_2$ cm starker Schalung die Pfostenentfernung etwa 1 m betragen müssen.

Sind die zu errichtenden Mauern gekrümmt, so können die Schaldielen auch horizontal gelegt werden, sie sind dann aber in die Krümmung zu bringen und müssen deshalb sehr schwach gehalten werden, wobei die Pfosten eng aufeinander zu stehen kommen. Vorteilhafter ist es schon, in diesem Falle die Dielen senkrecht zu stellen. Sie werden auch wieder durch Hölzer gehalten, welche aber der Mauerkrümmung entsprechend selbst zugeschnitten oder durch derartig zugeschnittene Hölzer aufgesattelt sein müssen.

α) Niedrige Mauern und Wände.

Bei niedrigen Mauern und Wänden ist eine Abstützung der Schalung auf den umgebenden Boden möglich, welche mit runden oder kantigen Hölzern bewerkstelligt wird. Dabei werden die Sprieße etwas in die Pfosten eingelassen. Für genügende Druckverteilung der Streben auf den Boden durch Unterlegen von breiten und kräftigen Holzstücken bezw. durch vorhergehendes Stampfen des Bodens ist Sorge zu tragen, weil sonst Mauerausbauchungen unvermeidlich sind.

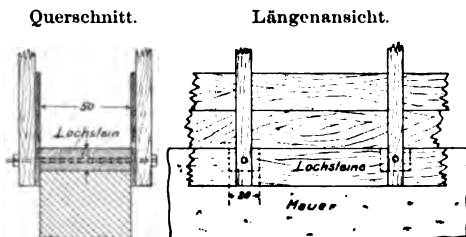


Abb. 7. Verschalung einer Mauer mit Hilfe der „Lochsteine".

β) Hohe Mauern und Wände.

Ein Lichtbild solcher gibt die Abb. 1 der Tafel I, welche die Verschalung der Außenwände des großen Lagerhauses in Manchester, England, darstellt. Bei höheren Mauern und Wänden ist eine Abstützung gegen den Boden nicht mehr möglich. Es müssen deshalb die bereits fertiggestellten Mauerteile zur Aufnahme der Schalung für den höherliegenden Mauerteil herangezogen und die Sprieße durch andere Vorrichtungen ersetzt werden.

Die Schalung wird in diesen Fällen meist auch mehreremal benutzt werden können, so daß die hier aufzuführenden Schalungen von mehr durchgebildeter Form sind. Die Abb. 7 stellt eine Mauerschalung unter Benutzung der sog. „Lochsteine“ dar. Es sind dies Betonformsteine, welche in entsprechenden Abständen in die Mauer eingesetzt werden und mit einem Loch versehen sind, durch welches Mutterschrauben hindurchgesteckt werden. Durch Anziehen der Mutter wird die Schalung gegen den bereits fertiggestellten Mauerteil gepreßt und gehalten. Im übrigen werden die Wände noch dadurch gegenseitig festgelegt und verspannt, daß zwischen den Pfosten ein zweifacher, gut ausgeglühter Eisendraht von etwa 3 mm Stärke gezogen wird, der mit Hilfe eines in der Mitte einzusetzenden Holzstücks so lange umgedreht wird, bis die Pfosten die nötige Entfernung haben (Abb. 8). Diese Drahtschließen werden beim Entfernen der Schalung abgeschnitten und bleiben im Beton. Am obersten Ende werden die Pfosten zweckmäßig durch verbindende Zangen zusammengehalten.

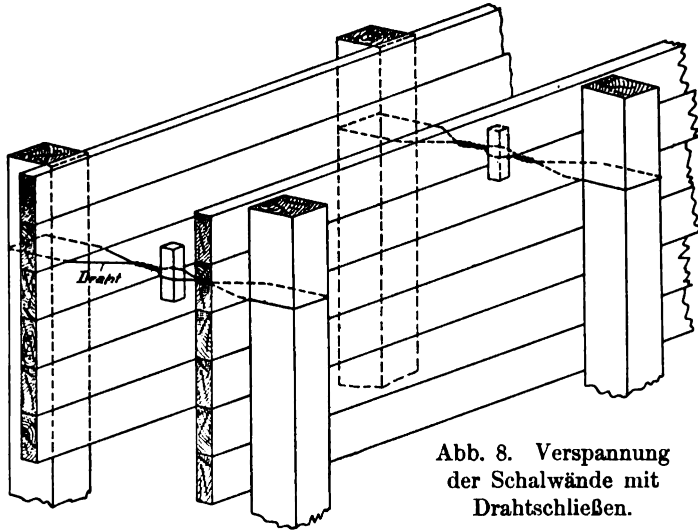


Abb. 8. Verspannung der Schalwände mit Drahtschließen.

Auch die in Abb. 9 dargestellte Schalung ist recht praktisch.[1] Die Schaltafeln werden durch dreiseitige Rahmen zusammengehalten, deren Pfosten aus doppelten Bohlen bestehen. Durch die Zwischenräume zwischen den Bohlen werden Mutterschrauben durchgesteckt. Der Kopf derselben besteht aus einem besonderen Stück, das sich zwischen die Bohlen

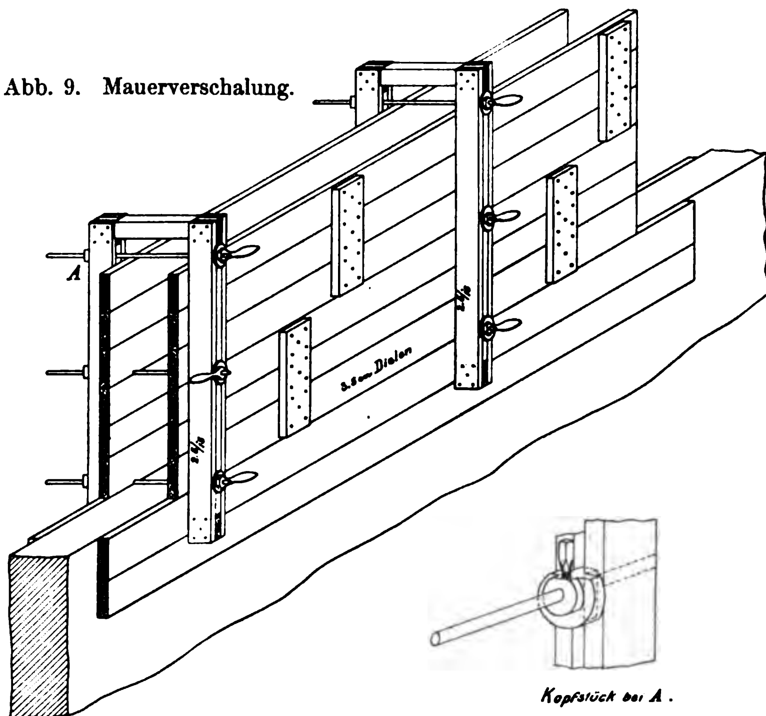


Abb. 9. Mauerverschalung.

[1]) Bulletin of the Association of American Portland Cement Manufacturers Nr. 13.

legt. Zur Verhinderung einer Drehung des Bolzens ist oben eine Stellschraube eingesetzt. Die Schraubenmutter ist zur bequemen Handhabung mit einem Handgriff versehen. Sobald ein Mauerstück fertig ist, werden die Schrauben durch Drehen der Handgriffe gelöst und die Schalung gelockert. Hieraus können die Brettafeln herausgenommen werden. Hernach wird die Stellschraube nach oben gedreht, so daß die Schraubenbolzen herausgenommen werden können. Dann können auch die Rahmen wieder versetzt werden.

Um die gleichen Rahmen für verschiedene Mauerstärken benutzen zu können, ist das obere Querholz zweckmäßig genügend lang und mit Löchern zum Versetzen und Einstecken von Stiften versehen (Abb. 10).

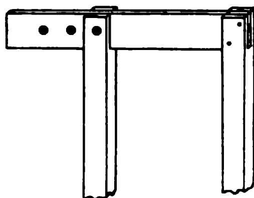


Abb. 10. Verstellbarer Schalrahmen.

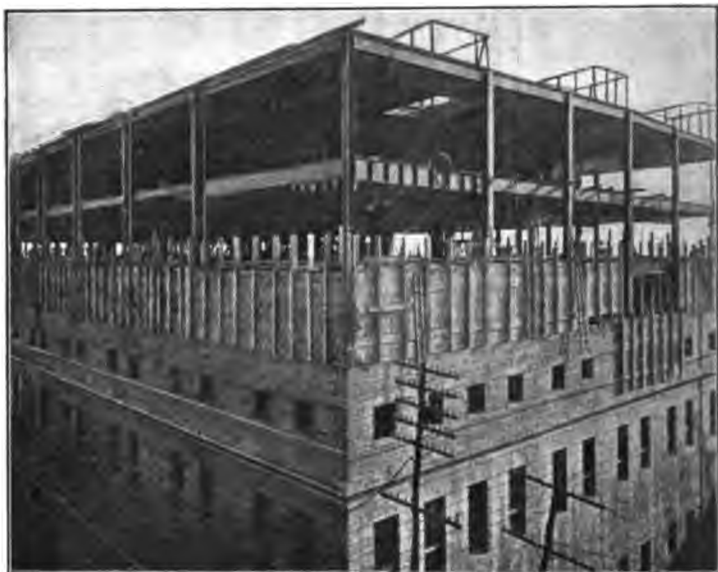


Abb. 11. Lagerhaus der Newarker Lagerhausgesellschaft.

Abb. 11 gibt ein Bild von der Ausführung der Außenmauern des neuen Lagerhauses der Newarker Lagerhausgesellschaft im Staate New-York.[1]) Obwohl die Mauern, abgesehen von den großprofiligen Eisenständern, nur aus Beton bestehen, kommen vollkommen gleiche Ausführungen beim Eisenbetonbau vor. Das Gebäude besteht aus einem Eisengerüst, an dessen Teile die Schalungsformen in absolut sicherer und genauer Weise festgemacht werden konnten. Auf die eisernen Träger der einzelnen Geschoßdecken wurden in gewissen Abständen über die Außenfront hervorstehende Hölzer aufgelegt und gut an den eisernen Trägern befestigt. An diesen Hölzern wurden die senkrechten Pfosten der Mauerschalung festgemacht, worauf die Schaldielen eingelegt werden konnten. Die äußeren Schaltafeln konnten mehreremal benutzt werden, ohne daß sie auseinandergenommen zu werden brauchten. Die 16 mm starken Bolzen, welche die Formen außerdem zusammenhielten, wurden

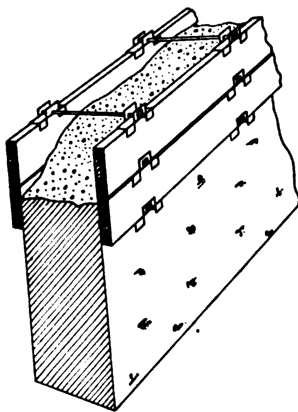


Abb. 12. Verschalung einer Mauer mittels der „Dielhalter".

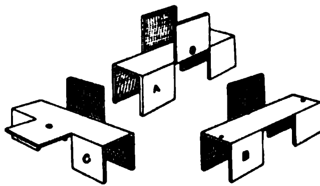


Abb. 13. Dielhalter. Verschiedene Typen.

[1]) Engineering Record 1907, Nr. 6.

durch Betonhohlsteine von 10/10 cm im Querschnitt durchgesteckt, welche in die Mauer eingesetzt wurden. Die Steine waren ebenso lang als die Mauer dick, und das Loch hatte 19 mm Durchmesser, so daß die Bolzen leicht eingebracht bezw. entfernt werden konnten. Nach Wegnahme der Schalung wurden die Löcher mit Zement ausgefüllt.

Die Verschalung einer Mauer unter Verwendung der sogen. „Dielhalter" zeigt Abb. 12. Die Halter bestehen aus Stahl und werden in kaltem Zustande in ihre Form gepreßt; sie werden vom Erfinder in drei Sorten *A*, *B*, *C* hergestellt (Abb. 13) und vereinfachen die Verschalung wesentlich. Die Halter werden auf dem unteren Diel einander gegenüber aufgesetzt, und durch Mutterschrauben verbunden.

Zur Erhöhung der Wärme- und Schalldichtigkeit werden die Außenmauern von Gebäuden gern mit Hohlräumen ausgeführt, es müssen dann Schalkerne eingesetzt werden, welche behufs leichten Entschalens mit Vorteil zum Zusammenklappen eingerichtet sind.

b) Arbeitsvorgang.

Bei der Ausführung werden in vielen Fällen beide Schalwände allmählich errichtet, so daß sie mit dem Fortschreiten des Einbringens des Eisens und des Betons in die Höhe geführt werden. Bei dieser Art der Ausführung kann man bequem von beiden Seiten beikommen, so daß die Arbeit jedenfalls eine zuverlässige wird.

In anderen Fällen wird eine Schalung gleich auf die ganze Mauerhöhe aufgestellt und die andere nach Maßgabe des Betonierens errichtet (Abb. 14). Hierbei kann nur von einer Seite aus gestampft werden. Beide Ausführungsweisen haben den Vorteil, daß der Arbeiter seine Arbeit stets sehen kann. Bei wieder anderen Arbeitsvorgängen werden beide Schalwände auf ihre ganze Höhe erstellt. Falls der Beton noch gestampft werden soll, ist dabei Voraussetzung, daß die Mauer mehr als 60 cm dick ist, damit ein Arbeiter noch zwischen den Schalwänden stehen und arbeiten kann. Sind die Mauern von geringerer Stärke, so muß der Beton von oben eingegossen werden. Da hierbei das Stampfen wegfällt, ist man gern geneigt, die Schalungen schwächer als sonst zu halten, und es besonders an der nötigen Absteifung fehlen zu lassen. Dies ist jedoch



Abb. 14. Verschalung einer Eisenbetonwand.



Abb. 15. Verschalung einer Monierwand.

falsch, weil der Beton in halbflüssigem Zustande sehr drückt und die Schalung deformiert, so daß sich Ausbauchungen bilden, welche nachher große Unannehmlichkeiten bereiten können.

Die Monierwände werden zwischen 6 und 12 cm Stärke ausgeführt. Ihre Herstellung erfolgt so, daß zuerst eine Schalwand aufgestellt und auf diese die Armierung aufmontiert wird, welche gewöhnlich aus einem einzigen Eisennetz mit quadratischen Maschen besteht (Abb. 15). Um das Eisengeflecht in richtigem Abstand von der Schalwand zu halten, werden auf letztere in gewissen Abständen Lattenstücke aufgenagelt, auf denen die Armierung aufliegt. Hierauf wird die zweite Schalwand aufgestellt und der Beton von oben hereingegossen. Ist die Schalwand hoch, so daß man fürchten müßte, daß der Beton nicht nach unten dringt, so bringt man in etwa halber Wandhöhe je nach Bedarf Öffnungen, sog. „Taschen", an, durch welche man den dickflüssigen Mörtelbrei für den unteren Teil eingeben kann (Abb. 16). Damit der Beton sicher nach unten fällt und sich keine hohlen Nester bilden können, ist von Zeit zu Zeit mit einem Hammer kräftig gegen die Schalung zu klopfen.

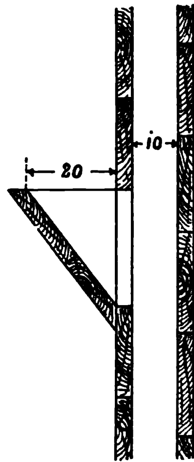


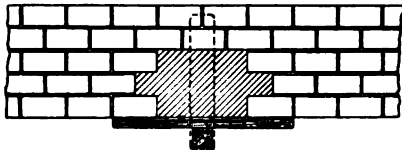
Abb. 16. „Taschen" zum Ausgießen der Monierwände.

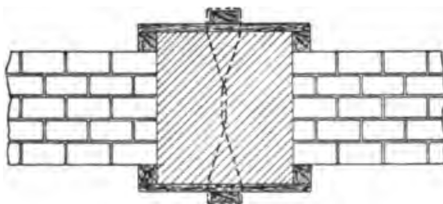
Soll die Monierwand nicht „ausgegossen", sondern „ausgedrückt" werden, so ist überhaupt nur eine Schalwand nötig; gegen diese wird nach erfolgtem Auflegen der Eiseneinlagen der Mörtel in mehreren Lagen fest geworfen und angedrückt.

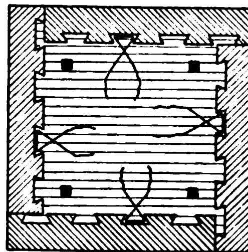
6. Schalung bei Säulen und Pfeilern.

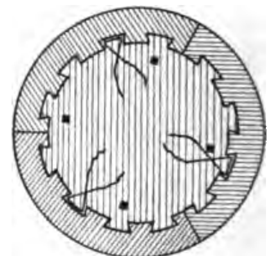
Bei den Säulen und Pfeilern ist ein leichtes und sicheres Ein- und Ausschalen von besonderem Werte.

Als Material für die Säulenverschalung wird meist Holz verwendet; dasselbe soll gut ausgetrocknet sein, da sonst ein Werfen der Form zu befürchten ist. Um besonders glatte und saubere Sichtflächen der Betonsäule zu erzielen, werden Schalmäntel aus


Abb. 17.


Abb. 18. Verschalung bei Eisenbetonwandsäulen.


Abb. 19. Ummantelung einer Säule von rechteckigem Querschnitt mit Terrakottaplatten.


Abb. 20. Ummantelung einer Säule von kreisrundem Querschnitt mit Terrakottaplatten.

verzinktem Eisenblech benutzt. Wenn es auf die Tragfähigkeit und den beanspruchten Raum weniger ankommt, können als Umhüllung an Stelle der provisorischen Verschalung auch Röhren mit oder ohne Eiseneinlage oder Mauerwerk zur Verwendung kommen, die dann an ihrem Platz verbleiben.

Die Abb. 17 u. 18 zeigen, wie bei Wandsäulen, welche in Mauerwerk eingebaut sind, die Holzschalung teilweise erspart werden kann, wenn man die Mauerwerkswand vorher errichtet und für die nachher einzubauende Säule Schlitze läßt. Es ist anzuraten, den umgebenden Mauerteil in Zementmörtel aufzuführen. Auch eine Verzahnung des Betons mit dem Mauerwerk ist empfehlenswert.

Neuerdings vertreten, entgegen der bisherigen Anschauung, einige die Ansicht, daß der Eisenbeton kein absolut feuersicheres Material sei, sondern daß er durch heftige Feuersbrünste bisweilen so stark mitgenommen werde, daß er abgetragen werden müsse. Sie meinen daher, den Beton nach der aus den Abb. 19 und 20 ersichtlichen Weise mit Terrakotta ummanteln zu müssen. Hierbei treten die Terrakottaplatten an die Stelle der unmittelbaren Schalung für die Formgebung.

Was den Querschnitt der Säulen anbelangt, so sieht man am häufigsten die quadratische und rechteckige Form, seltener die sechseckige, achteckige und kreisförmige Form, besonders deshalb, weil sie größere Einschalungskosten erfordern als jene.

Für Säulen mit Spiralarmierung nach Considère sind die drei letztgenannten Querschnitte, bei denen sich die Spiralen dem Umfang am besten anschmiegen können, am zweckmäßigsten, doch wird auch die quadratische Form benutzt, besonders wenn es nicht auf die ganze Ausnutzung der Tragkraft ankommt.

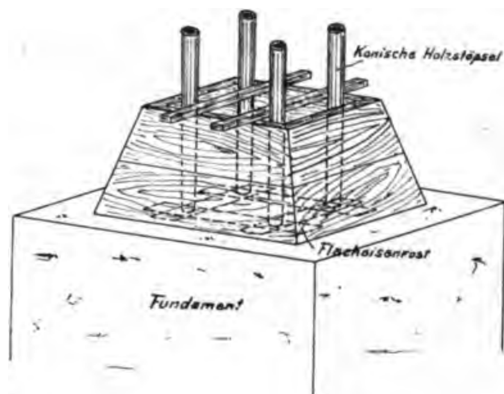


Abb. 21. Verschalung des Säulenfußes.





Abb. 22. Abb. 23.
Vorrichtung zur Aufrechterhaltung der Säuleneisen.

Der Übergang vom Fundament zum Säulenschaft geschieht zweckmäßig nicht in schroffer Weise, sondern wird mit Hilfe eines Säulenfußes bewerkstelligt. Derselbe besteht meist aus Beton, doch werden auch eiserne Füße verwendet. Verlaufen die seitlichen Begrenzungsflächen des Fußes ziemlich flach, so kann eine Verschalung desselben entbehrt werden, und der Beton wird nur angeschlagen. Andernfalls ist eine Verschalung nötig, wie sie Abb. 21 zeigt. Die Säuleneisen reichen am besten in diesen Fuß herein. Damit eine gleichmäßigere Druckverteilung erzielt wird, wird auf die Sohle des Fußes ein Flacheisenrost verlegt und gut in Mörtel eingebettet. Auf diesen Rost kommen die Säuleneisen zu stehen. Die Löcher für die Säuleneisen werden durch provisorische konische Holzstöpsel ausgespart, die, nachdem der Beton etwas angezogen hat, gedreht und nach kurzer Zeit herausgezogen werden müssen.

Nach Fertigstellung des Fußes werden entweder die Säuleneisen zuerst aufgestellt, provisorisch gehalten und dann mit dem Schalmantel umgeben, oder die Säulenschalung wird als auf dem Werkplatz zusammengesetzter „Säulenkasten" fertig an Ort und Stelle gebracht und die Armierungseisen von oben hereingestellt. Das provisorische Halten der Säulenarmierung geschieht in einfacher Weise dadurch, daß man sämtliche

Säuleneisen, wie die Abb. 22 und 23 zeigen, mit Holzrahmen oder Brettstücken, die an den Ecken ausgeschnitten sind, zusammenfaßt. An den Ecken schlägt man je einen Nagel ein, welcher, an das Eisen angepreßt, das Holz vor dem Hinunterfallen schützt. Selbstverständlich müssen die Kasten genau senkrecht und flüchtig gestellt und hierauf gegen den Boden gestrebt oder mit bereits aufgestellten Säulenschalungen verspannt werden.

Abb. 24 gibt eine Ansicht der aufgestellten Säulenschalungen bei einer zum Schlacht- und Viehhof in Stuttgart gehörigen Schlachthalle.

Abb. 24a zeigt die Verschalung der Säulen und zugleich die Einrüstung der Decke bei dem von der Firma Schacht u. Co. ausgeführten Lagerhaus in Bremen.



Abb. 24. Aufgestellte Säulenschalungen einer zum Schlacht- und Viehhof Stuttgart gehörigen Schlachthalle.



Abb. 24a.

Beim Bau der Lagerhäuser in Manchester wurden die 50 cm im Geviert messenden Säulen auf gußeiserne Grundplatten von 1,22 m Durchmesser gestellt, deren Oberfläche mit dem Boden eben war (Abb. 25). Die Herstellung der Säule geschah so, daß über die Grundplatte halbkugelförmige Gußkappen gestülpt wurden. Dann wurden die Säuleneisen sowie die zum Schutze der Säulenecken anzubringenden Winkel aufgestellt und der Raum zwischen der Grundplatte und dem Halbkugelstück mit Beton gefüllt. Jetzt wurde die Schalung aufgestellt. Die Gußeisenkappe diente zugleich als Schutz gegen Verstoßen des unteren Teiles der Säule. Die zum Schutze der Säulenkanten angebrachten Winkel waren mit angenieteten Flacheisenankern versehen, welche in den Beton eingebettet wurden.

Die in Abb. 53 dargestellte, von der Aktiengesellschaft Wayss u. Freytag angewendete Schalungsweise einer Eisenbetondecke zeigt auch die von dieser Firma verwendete Säulenschalung. Die Abb. 26 zeigt Querschnitt und Aufriß in größerem Maßstabe. Die Wände bestehen, wie überhaupt alle Schalungen obiger Firma, aus $3^1/_2$ cm dicken Brettern. Die Schaldielen reichen auf drei Seiten vom Boden bis zur Deckenunterkante. Die vierte Seite dagegen wird durch etwa 50 cm lange Bretter *e*, sog. „Ein-

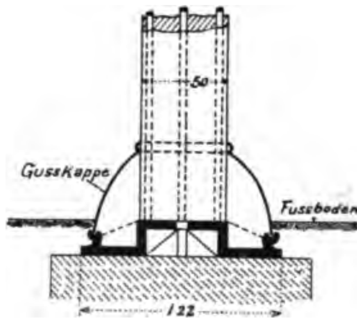
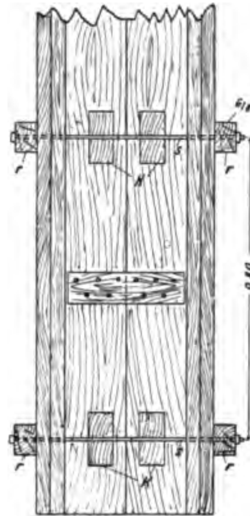
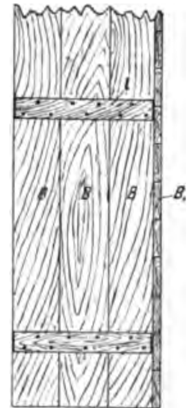


Abb. 25. Ausbildung des Säulenfußes beim Lagerhaus in Manchester. Gußeiserne Grundplatten.



Aufriß.



Aufriß.

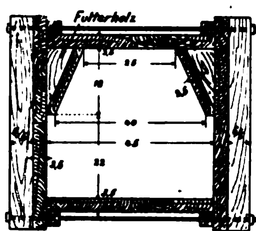
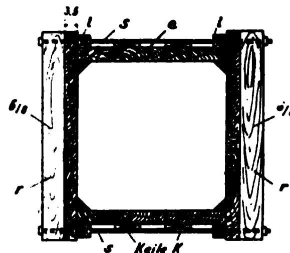
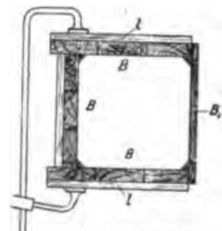


Abb. 27.
Schalung einer Fassadesäule nach Wayß und Freytag.



Querschnitt.

Abb. 26.
Säulenschalung nach Wayß und Freytag.



Querschnitt.

Abb. 28.
Säulenschalung nach Hennebique.

schubbretter“, geschlossen, welche mit dem Fortschreiten des Betonierens in den Nuten zwischen den Leisten *l* und den Dreikantleisten von oben herabgelassen werden. Das Zusammenhalten der ganzen Schalung, die als fertiger Kasten aufgestellt wird, geschieht durch Mutterschrauben *s*, welche die zwei Rahmenschenkelstücke *r* fassen. Die letzteren verbinden zugleich die Dielen einer Seite. Die Keile *k* verhindern das Hinausdrücken der Schalung durch den Beton auf der anliegenden Seite. Die Dreikantleisten in den Ecken werden an die Seiten angenagelt. Ihr Anbringen geschieht zum Zwecke leichteren Ausschalens, sowie um ein Abstoßen der Säulenecken zu verhüten. Die Leisten fehlen am oberen und unteren Ende der Säule, und es wird dadurch eine hübsche ästhetische Wirkung erzielt. Für die an die Säulen sich anschließenden Deckenträger müssen die entsprechenden Ausschnitte herausgesägt werden.

Abb. 27 gibt den Querschnitt der Schalung für eine Fassadesäule, wie sie beim Bau der Daimler-Motorenfabrik in Untertürkheim verwendet wurde. Die schrägen Bretter bilden den Fensteranschlag und die Fensterleibung, sie sind durch Futterhölzer gegen die anliegende Schalung versteift. Auf derartige Weise können auch sechs- und achtseitige Säulenformen gebildet werden.

Die Säulenschalung, wie sie von Hennebique verwendet wird, ist in Abb. 28 durch Querschnitt und Aufriß dargestellt. Auf drei Seiten reichen die Schalbretter B vom Boden bis zum Auflager der Deckenträger, die vierte Seite B_1 wird nach Maßgabe des Anfüllens der Säulen mit Beton durch etwa 50 cm lange Brettstücke vernagelt. Die einzelnen Schaldielen B werden durch Latten l zu einer Seite verbunden.

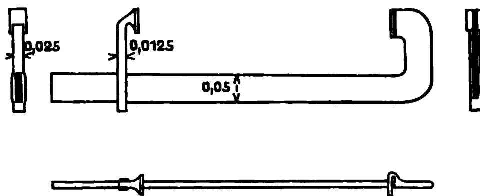
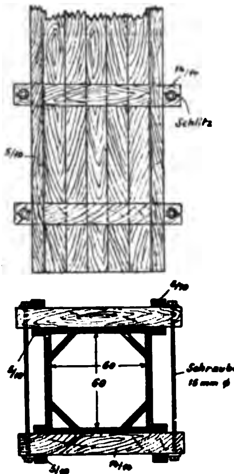


Abb. 28a.


Abb. 29. Schalung einer achteckigen Säule.

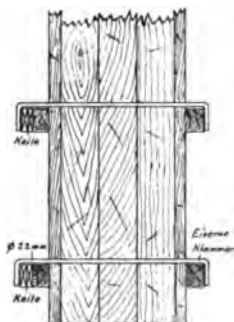

Abb. 31. Säulenschalung mit Eisenklammern zusammengehalten.

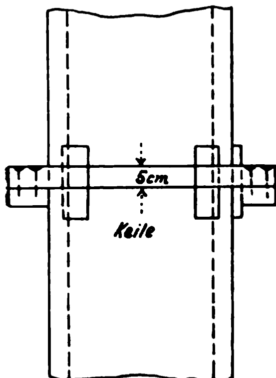

Abb. 30. Verschalung einer Säule.

Der Zusammenhalt der ganzen Form geschieht auf die aus der Abbildung ersichtliche Weise durch Anbringen von Bohlenzwingen. Aus Abb. 28a sind diese Bohlenzwingen ersichtlich.

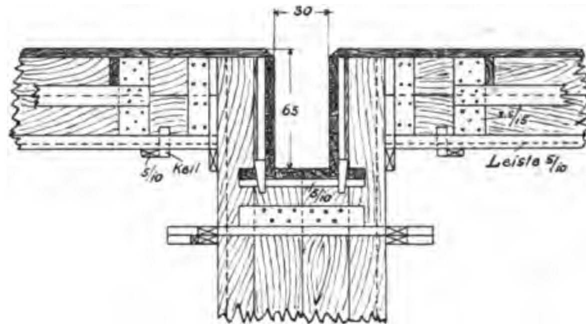
Beim Ausrüsten der von Wayss u. Freytag benutzten Säulenschalung müssen die Muttern jedesmal aus den Schrauben herausgedreht werden. Demgegenüber ist die in Abb. 29 u. 30 dargestellte Anordnung vorzuziehen, bei welcher sich in den Rahmenschenkeln Schlitze befinden, in welche die Schraube samt aufgesetzter Mutter eingeschoben wird. Der Querschnitt zeigt zugleich die Schalung für eine achteckige Säulenform. Auch die aus Abb. 31 ersichtliche Einrichtung ist vorteilhaft, bei welcher die Seiten durch Klammern zusammengehalten werden. Die Entschalung erfolgt in leichter Weise durch Losschlagen der Keile. Abb. 32 stellt eine weitere einfache Säulenverschalung mit einem aus vier Latten gebildeten Rahmen dar.

Abb. 33 zeigt eine Säulenschalung, bei welcher das Festlegen und Losmachen der Schalungsseiten durch Keile erfolgt. Die Säulenschalung besteht aus acht Teilen, den vier Eckschalungen *a* und den vier dazwischenliegenden Seiten *b*. Nach Aufstellung dieser acht Stücke werden dieselben durch Lattenvierecke zusammengefaßt. Die Latten werden durch Keile, welche zwischen einer Latte und einem Futterholz der kreuzenden Latte eingetrieben werden, fest gegen die Schalseiten gepreßt und ermöglichen so einen tadellosen Zusammenschluß der Schalung. Das Ausschalen solcher Säulen geht durch Losschlagen der Keile in ungemein einfacher und unschädlicher Weise vor sich.

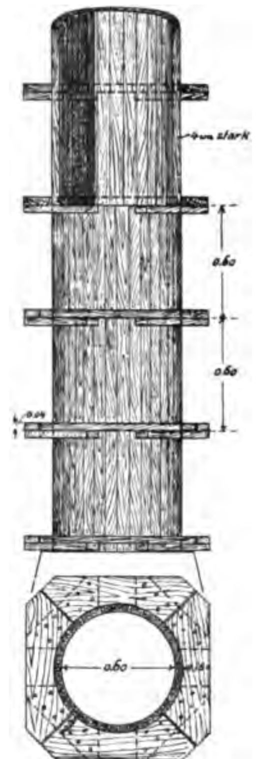
Ein Beispiel der Verschalung für eine runde Säule geben die Abb. 34 und 35 wieder. Der Schalmantel ist gebildet durch 4 cm

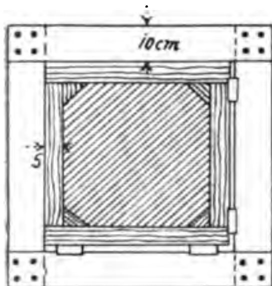


Aufriß.

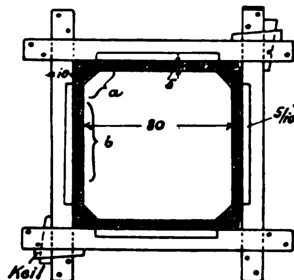


Aufriß.





Querschnitt.



Querschnitt.

Abb. 32. Säulenschalung mit Lattenviereck.

Abb. 33. Säulenschalung mit Lattenvierecken und Keilen. Trägerschalung mit Keilen.

Abb. 34. Schalung einer runden Säule. Schaldielen durch Holzringe zusammengehalten.

starke Latten, welche in etwa 60 cm Abstand durch Holzrahmen zusammengehalten werden. Die Herstellung geschah so, daß einzelne Teile von etwa 1,20 m Länge auf dem Werkplatz hergestellt und an Ort und Stelle, nachdem das vorhergehende Stück vollgestampft war, aufeinandergesetzt wurden.

Der Vorzug dieser allmählichen Aufstellung der Höhe nach ist einleuchtend. Die Säule kann nicht nur von einer Seite aus gestampft werden, wie wir dies bei den vorhergehenden Formen gesehen haben, sondern von allen Seiten aus und auch nicht schief, sondern senkrecht in der Richtung des nachher wirkenden Druckes.

Eine andere Anordnung der Verschalung einer vieleckigen Säule, welche durch Verputz nachher leicht rund gemacht werden kann, stellt die Abb. 36 dar. Der Schalmantel wird aus einzelnen starken Bohlen gebildet, welche an den Seiten radial zu-

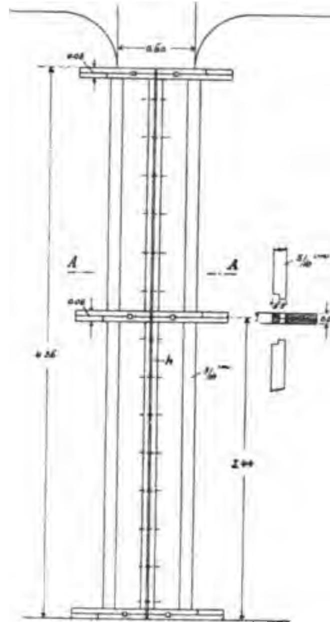
geschnitten und unter sich mit Hartholzdübeln verbunden sind. Die Bohlen werden in Abständen von Flacheisenbändern umfaßt, welche an ihren Enden umgebogen und zur



Abb. 35. Schalung einer runden Säule.



Abb. 36. Schalung einer runden Säule. Umfassungsbänder aus Flacheisen.



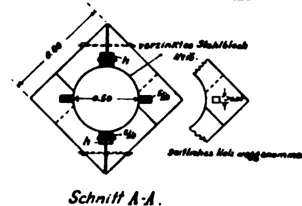
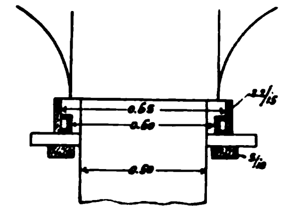


Abb. 37. Verschalung einer runden Säule. Schalmantel aus einem Blechzylinder bestehend.



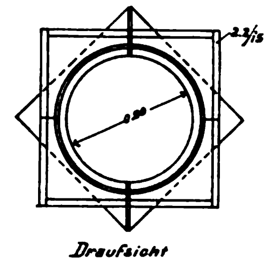


Abb. 38. Kopfverschalung der in Abb. 37 dargestellten Säule.

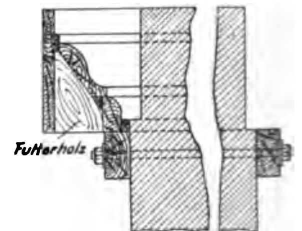


Abb. 40. Verschalung des Säulenkopfes bei kapitellartiger Ausbildung desselben.



Abb. 39. Kopfverschalung für eine Säule, welche von ihrem quadratischen Schaft in eine kreuzgewölbeförmige Decke übergeht.

Aufnahme einer Mutterschraube durchlocht sind. Durch Anziehen der Schraube werden die Bohlen aneinandergepreßt.

Daß diese Holzformen, selbst wenn sie sehr peinlich gearbeitet sind, keine ganz glatte Oberfläche geben, ist klar; durch das Schwinden und Werfen des Holzes entstehen beim Zusammenstoß zweier Bretter größere Fugen, welche den Beton durchsickern lassen, so daß nach dem Ausschalen unschöne Grate und Stellen zum Vorschein kommen.

Um das zu vermeiden, wurden

z. B. beim Bau des Fabrikgebäudes von Taylor-Wilson in McKees Rock in Amerika Säulenformen aus verzinktem Stahlblech verwendet, so wie dies aus der Abb. 37 zu ersehen ist.[1]) Der Blechmantel ist an vier Stellen seines Umfangs durch senkrechte Hölzer verspannt, welche oben und unten in Holzrahmen eingelassen sind. Die beiden Doppelhölzer *h* werden durch Schrauben zusammengehalten und gehen durch den mittleren Rahmen hindurch, während die beiden anderen Hölzer in denselben eingezapft sind, wie dies aus Abb. 37 zu entnehmen ist. Die mit diesen Blechformen gemachten Erfahrungen waren sehr befriedigend; man erhält eine durchaus glatte und schöne Oberfläche.

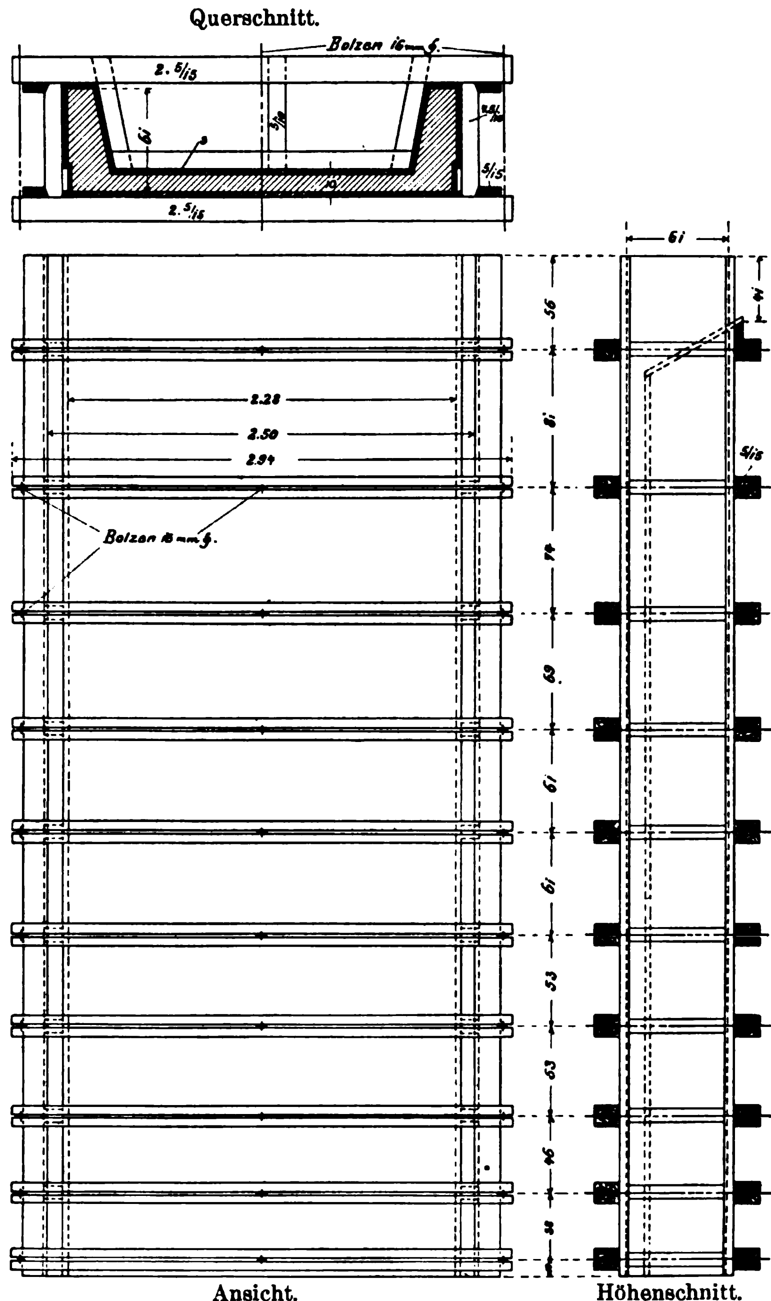


Abb. 41. Verschalung der ⊓-förmigen Wandpfeiler des Fabrikgebäudes der Ransome Concrete Machinery Co. in Plainfield, Staat New-York.

Der obere Teil der Säule, der Säulenkopf, wird zuweilen in besonderer Weise ausgebildet. So zeigt die Abb. 38 die Verschalung des Kopfes der eben beschriebenen, mit einem Eisenblechmantel eingeschalten Säule, wobei der Übergang von der runden Form der Säule zur viereckigen den Deckenträgern angepaßten des Kopfes bemerkenswert ist. Abb. 39 gibt die Kopfverschalung für den stetigen Übergang einer quadratischen Säule in eine kreuzgewölbeartig geformte Deckenplatte; solche Übergänge werden stets mit Latten bewerkstelligt.

[1]) Engineering (London) 1906, 16. März, S. 357.

In manchen Fällen wird der Säulenkopf kapitellartig ausgebildet. Abb. 40 bezieht sich auf einen solchen Fall. Die Schalung besteht aus einem rechteckigen Holzrahmen, der in zwei Hälften geteilt ist, die in der Diagonale zusammenstoßen. Derselbe sitzt auf Hölzern auf, welche mit Schrauben fest an die Säule angepreßt werden.

Im folgenden sei noch eine Ausführung beschrieben, welche in erster Linie davon ausging, die Schalungskosten zu verringern durch oftmaligen Gebrauch der Form, sowie durch Anwendung großer Stücke, welche mit Maschinenkraft versetzt und wieder abgenommen wurden. Es handelt sich um die Herstellung der Pfeiler für die Umfassungswand des Fabrikgebäudes der Ransome Concrete Machinery Co. in Plainfield, Staat New-York.[1])

Das Konstruktionssystem besteht aus einer Reihe von ⊓-förmigen Pfeilern nach der Art der Abb. 41, welche an den Seiten mit Nuten versehen sind, in welche die

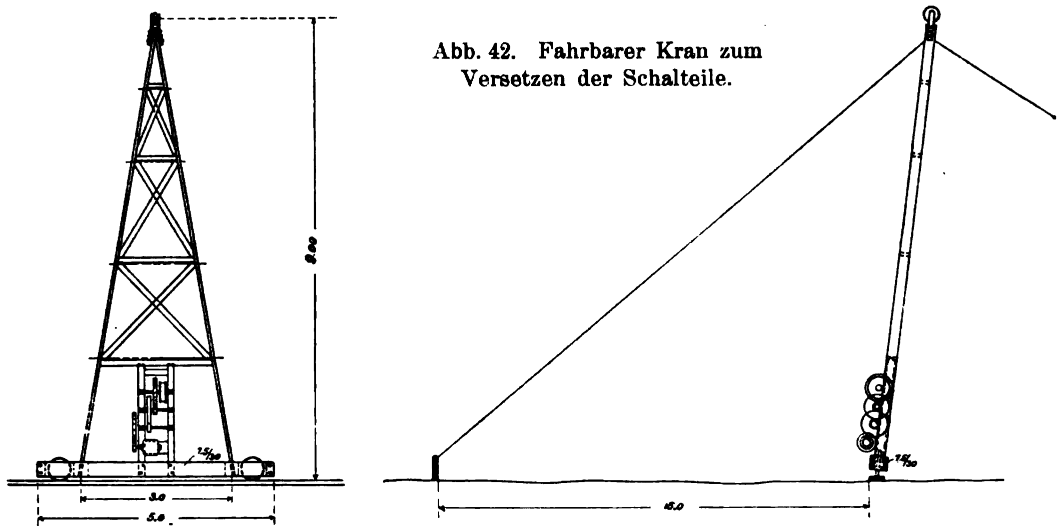


Abb. 42. Fahrbarer Kran zum Versetzen der Schalteile.

zwischen die Pfeiler eingesetzten dünnen Wände greifen, welche ebenso breit wie die Pfeiler sind.

Die Schalungsform für einen Pfeiler besteht aus vier Teilen, den beiden Seitenteilen und der Rückseite, welche ebene Tafeln sind, und der Vorderseite, welche die Vertiefung bildet und deshalb das schwerste Stück ist. Sämtliche Teile sind von unten bis oben aus einem Stück. Die Bretter werden in gewissen Abständen durch wagerecht liegende doppelte Hölzer gefaßt, deren Abstand sich entsprechend dem geringeren Druck des Betons nach oben vergrößert. Zwischen den Hölzern sind kleine Zwischenräume, durch welche bei jedem Rahmen drei Stück Mutterschrauben durchgesteckt werden, welche Vorder- und Rückseite verbinden.

Für die Aufstellung der Stücke und die Wegnahme derselben beim Entschalen wurde ein A-förmiger Kran verwendet, der mit Rollen auf Schienen lief und mit Seilen nach vorn und hinten verankert wurde. Unten trug er einen elektrischen Aufzug (Abb. 42).

Der Kran wurde an den Erstellungsort des Pfeilers herangeführt, zuerst wurde das schwere Stück versetzt, dann die Rückseite und zuletzt die Seitenteile, schließlich wurden sämtliche Teile durch 16 mm starke Mutterschrauben verbunden.

[1]) Engineering News, Band 57, Nr. 3, S. 58.

Für 80 Pfeiler wurden nur zehn Formen gebraucht, so daß also eine Form achtmal verwendet werden konnte.

Für die weitgehende Verwertung des maschinellen Betriebes war die Einheitlichkeit in der Ausbildung der Außenwand Grundbedingung.

7. Schalung bei Balken und Decken mit vollem Querschnitt.

a) Schalung bei Decken zwischen Eisenträgern.

Die Einschalungsweise unterscheidet sich wenig von derjenigen für Stampfbeton und Ziegelmauerwerk.

Soll die Eisenbetonplatte über die Walzträger hinweggehen, so werden Rahmhölzer auf deren Unterflanschen aufgelegt und hierauf die Schaldielen gebracht.

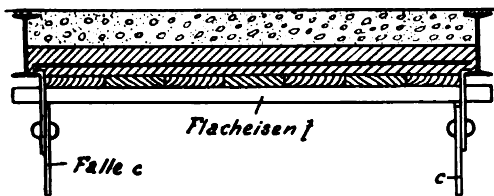
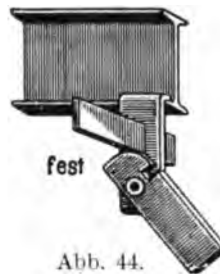


Abb. 43. Einschalung mit Stiepers Gerüsthalter.



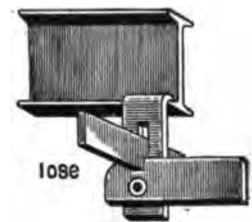


Abb. 44. Abb. 45.
Stiepers Gerüsthalter in
festgeklemmter Stellung abgelassener Stellung.

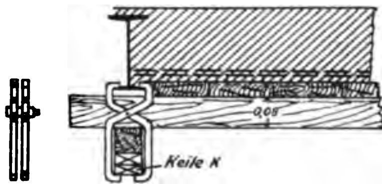
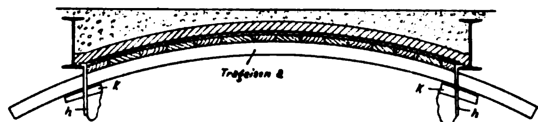


Abb. 46. Einrüstung mit Hilfe der Scheren oder Krebse.


Abb. 47. Einrüstung nach Peschke.

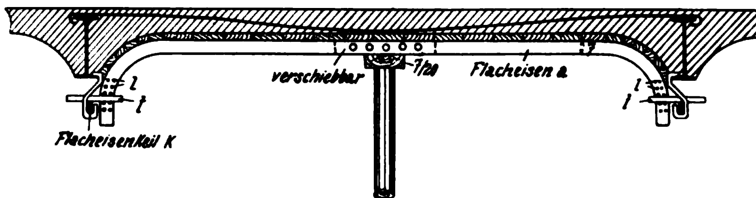
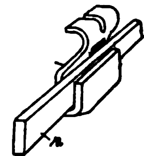


Abb. 48. Einschalung der Voutendecken.


Abb. 49. Hängeeisen.

Soll die Deckenplatte auf dem Unterflansch des Walzträgers aufruhen, so werden Rahmschenkel oder Quereisen an den Eisenträgern aufgehängt. Aus der Menge der hierher gehörigen Konstruktionen seien nur einige hervorgehoben, welche in besonders vorteilhafter Weise den Anforderungen möglichst vielseitiger Verwendbarkeit sowie leichten Anbringens und Abnehmens genügen.

Die Abb. 43 zeigt die Einschalungsweise mit Stiepers Gerüsthalter. Abb. 44 zeigt den Gerüsthalter in festgeklemmter Stellung, so wie er die Decke trägt. In Abb. 45 ist er bei abgelassener Schalung dargestellt. Die Falle *c* ist gedreht, so daß das die Schalung tragende Flacheisen *f* in den Schlitz der Falle hineinfallen konnte. Abb. 46 gibt als Hängeeisen die sogenannten Scheren oder Krebse wieder. Das Ausrüsten geschieht durch Lösen der Keile *k*. Abb. 47 zeigt die von Peschke erdachte Vor-

richtung und kann zur Einschalung von Moniergewölben benutzt werden. Das Trageisen *a* ist ein gebogenes Flacheisen und geht durch Schlitze der Hängeeisen *h* hindurch. Das Festlegen der Schalung sowie das Ausrüsten geschieht mit Hilfe des Flacheisenkeils *k*. Aus der Abb. 48 ist eine Einschalungsweise für voutenartig an die Träger sich anschließende Decken, also hauptsächlich der Koenenschen Voutenplatte, zu ersehen. Das die Schalung tragende hochkantig gestellte Flacheisen *a* besteht zur Herstellung verschiedener Spannweiten aus zwei Teilen, die in der Mitte durch Einstecken von Stiften verbunden werden. Das Trageisen *a* wird durch einen Schlitz des Flacheisens *f* hindurchgesteckt und in beliebiger Höhe durch Einstecken von Stiften in die Löcher *l* gehalten. Abb. 49 zeigt das Hängeeisen samt dem zum Antreiben und Ablassen der Schalung nötigen Keil *k*. Bei großen Spannweiten ist in der Mitte ein Sprieß zu stellen. Abbildung 50 stellt eine Eisenbetondecke zwischen Eisentraversen dar, die in etwas anderer Weise an den Trägern verstärkt ist. Die Schalung wird von einer aus hochkantig gestellten Latten zusammengesetzten Querkonstruktion getragen, die auf dem unteren Flansch der I-Träger aufruht.

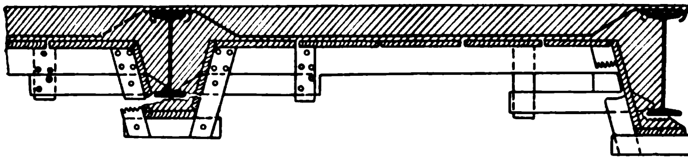


Abb. 50. Lattengestell als Schalungsträger.



Abb. 51. Herstellung der Einschalung einer Eisenbetondecke.



Abb. 52. Einrüstung des Pugh Power building in Cincinnati O.

Eine Reihe von Bauweisen verwendet als Schalung Rohrmatten oder Drahtgewebe. Der Erwähnung wert ist in dieser Beziehung die Bauweise Holzer, deren Tragstäbe aus ganz niedrigen I-Trägerchen bestehen. An diese ist eine Rohrung angehängt, die auf Rundeisen aufliegt, welche mit Draht an die Trägerchen angebunden sind. Diese Rohrmatten dienen

unmittelbar als Schalung. In ähnlicher Weise hängt die Bauweise Donath Rohr- oder Drahtgewebe an die Armierung an, gibt jedoch auf dieses Gewebe zuerst eine Mörtelschicht auf und stampft nach deren Erhärtung die Decke darauf auf. Man hat hierbei eine steifere Unterlage als bei der Holzerschen Bauweise.

Hin und wieder werden dünne Eisenbetonplatten auf die Eisenträger gelegt und als Schalung für die aufzubringende Decke benutzt.

b) Schalung bei geraden reinen Eisenbetondecken.

α) Mit sichtbaren Balken.

Die Abb. 51 bietet einen Einblick in eine im Einschalen begriffene Eisenbetondecke dar. Es werden eben die hochkant gestellten Bohlen als Traghölzer der Deckenschalung aufgestellt, während die Trägerschalung schon steht und mit Steifen auf den Boden abgestützt ist.

Abb. 52 gibt ein Bild der aufgestellten Verschalungskästen der Deckenträger des Pugh Power building in Cincinnati O.

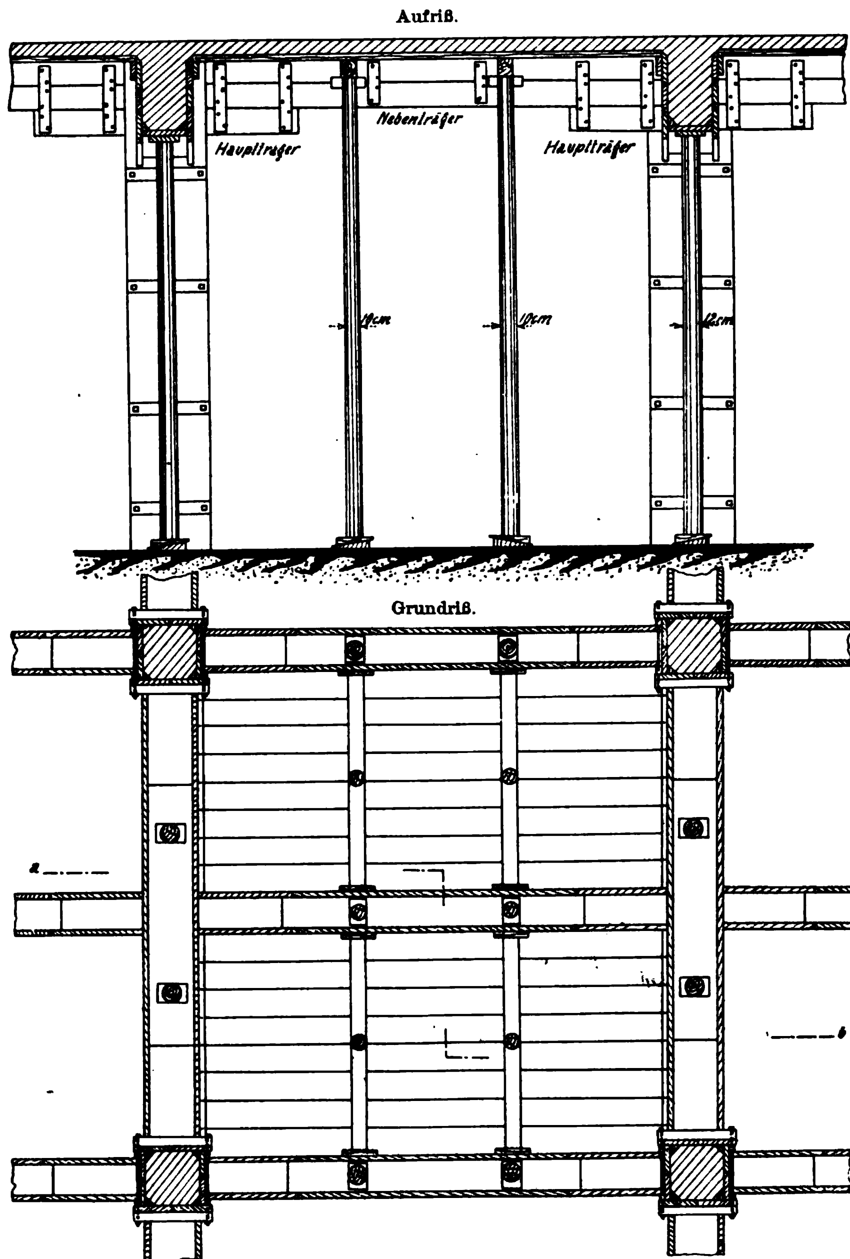


Abb. 53. Eingerüstung einer Eisenbetondecke nach Wayss u. Freytag.

Die Gesamtanordnung der Einschalung einer Eisenbetondecke, wie sie von Wayss u. Freytag ausgeführt wird, ist in Grundriß und Höhenschnitt aus der Abb. 53, im Schaubilde aus den Abb. 54 und 55, welche die Einrüstung eines Lagerhauses in Opladen wiedergeben, ersichtlich.

Im Aufriß erscheinen die Hauptträger im Schnitte, während ein Nebenträger in der Ansicht sichtbar ist. In der rechten Hälfte des Aufrisses sieht man den in den Hauptträger einmündenden Nebenträger, während in der linken Hälfte derjenige dargestellt ist, der von der Säule aufgenommen wird. Die Verschalung eines solchen



Abb. 54. Einrüstung des Lagerhauses in Opladen.

Trägers (Abb. 56) besteht aus den beiden seitlichen Abschlüssen, den „Seitenteilen" oder „Wangen", und dem unteren Abschluß, dem „Trägerboden". Diese Einzelteile werden entweder in der Werkstätte der Betonbauunternehmung hergestellt, so daß sie auf dem Bauplatz nur zusammengesetzt zu werden brauchen, oder es erfolgt das Herrichten der Einzelteile auf der Baustelle. Die zusammengesetzte Trägerschalung wird dann als sogenannter „Trägerkasten" aufgestellt, bei schweren Stücken unter Umständen mit Zuhilfenahme kleiner Hebezeuge.



Abb. 55. Einrüstung des Lagerhauses in Opladen.

In gut eingerichteten Schreinerwerkstätten können die Stücke naturgemäß schneller, billiger und besser angefertigt werden als auf der Baustelle, was schon daraus hervorgeht, daß manche Unternehmer die Fracht des Transports auf einige Hundert von Kilometern nicht scheuen.

Die Länge des Trägerkastens entspricht bei Trägern, welche zwischen Säulen gelegen sind, dem lichten Abstande der Säulen, bei Nebenträgern, welche in Haupt-

träger einmünden, dem lichten Abstande der Hauptträger, vermehrt um die doppelte Brettstärke der Seiten des Hauptträgers.

An den Stellen, wo Träger in andere Träger oder in Säulen eingreifen, sind aus diesen Ausschnitte herauszusägen.

Die Wangen bestehen aus horizontalen Brettern, welche durch aufgenagelte Laschen zusammengehalten werden. Manche Unternehmer machen die Laschen mit Holzschrauben fest, um die Bretter zu schonen. Bei eingespannten und kontinuierlichen Balken wird meist eine Verstärkung derselben am Auflager, eine „Voute" nötig, welche das Ansetzen eines oder mehrerer kurzer Brettstücke an den Wangenenden bedingt. Der Boden wird, falls Dielbreite nicht ausreicht, durch Verlaschung mehrerer Dielen gebildet.

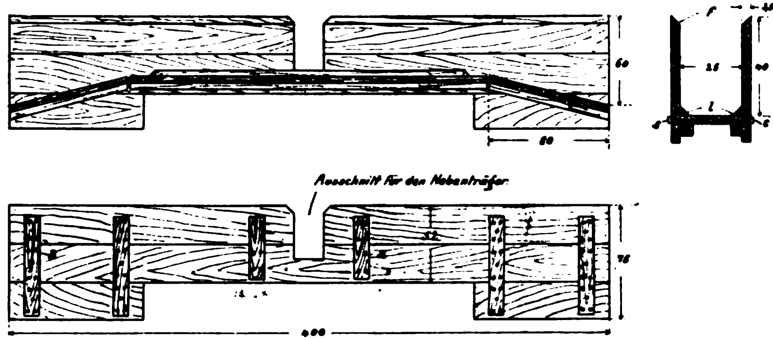


Abb. 56. Trägerschalung nach Wayss und Freytag.

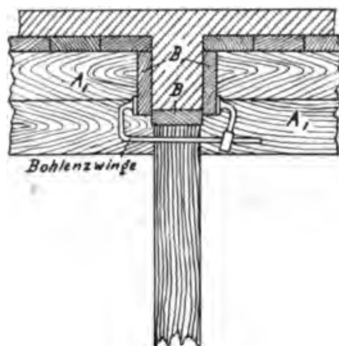
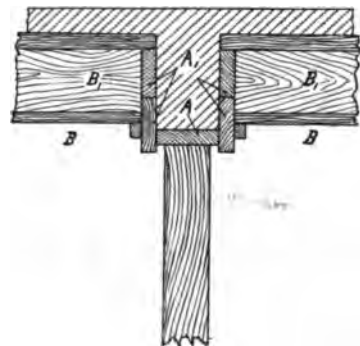
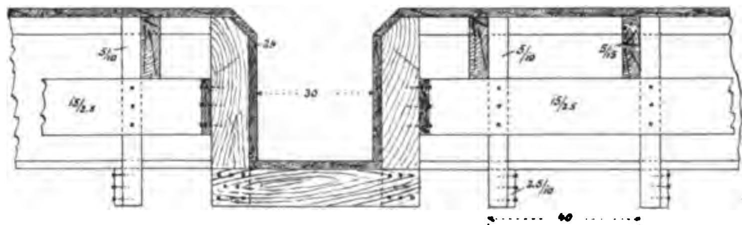


Abb. 57.


Abb. 58.

Deckenverschalung nach Hennebique.


Abb. 59. Deckenverschalung. Trägerkasten von Bretterrahmen umfaßt.

Die Verbindung der Wangen mit dem Boden geschieht mit Holzschrauben *s*, welche beim Ausrüsten ein leichtes Losmachen der Seitenteile vom Boden gestatten, ohne daß dabei das Holz beschädigt wird. Damit sich die Holzschrauben nicht in das Holz einfressen, muß zwischen Kopf und Holz eine Unterlagscheibe eingelegt sein. Um das Ausschalen zu erleichtern, sind die oberen Bretter der Wangen mit Fasen *f* versehen, welche zugleich eine kleine, sehr willkommene Verstärkung beim Zusammentreffen von Deckenplatte und Träger bilden. Die Dreikantleisten *l* werden auf dem Boden aufgenagelt und aus demselben Grunde wie bei den Säulen angebracht.

Die Schaldielen für die Decken gehen bis an die Trägerseite heran und liegen daselbst auf einer an diese angenagelten Leiste auf. In der Mitte sind die Bretter von

Rahmschenkeln unterstützt, welche mit Sprießen auf den Boden abgesteift sind und an den Enden auf Lattenstücken aufruhen, welche an die Trägerseiten festgenagelt sind.

Statt der Rahmschenkel als Auflager der Schaldielen verwendet man zweckmäßigerweise hochkantig gestellte Bohlen, weil diese eine größere Tragkraft und geringere Durchbiegung aufweisen. Stößt die Deckenplatte an hohe Träger an, so wird sie häufig mit Vouten versehen, und es müssen dann die Tragbohlen an den Enden schräg zugeschnitten werden.

Auf etwas andere Art und Weise führt Hennebique seine Deckenverschalungen aus. Die Abb. 57 und 58 stellen Schnitte durch Haupt- und Nebenträger vor. Der



Abb. 60. Einrüstung eines Gebäudes der German American Button Company in Rochester, N.-Y.

Hauptträger besteht aus dem Boden A und den Seitenteilen oder Wangen A_1, während die entsprechenden Teile des Nebenträgers mit B und B_1 bezeichnet sind. Der Boden wird mit Sprießen auf die Erde abgestützt, während die Wangen durch Bohlenzwingen zusammengehalten werden, welche die Seiten an den Boden herandrücken. Nach Fertigstellung der Säulen und Tragmauern erfolgt die Herstellung der Hauptträgerform bis zur Unterkante der Nebenträger, hierauf wird der Beton und das Eisen bis zu dieser Höhe eingebracht und alsdann die Schalung des Nebenträgers hergestellt. Dabei liegt der Boden des Nebenträgers auf einem an der Wange des Hauptträgers befestigten Lattenstück auf. Die Seitenstücke reichen bis 6,5 cm unter die Deckenoberfläche. Hierauf wird der Nebenträger mit Beton angefüllt und die Schalung des Hauptträgers durch Anbringen der noch fehlenden Seitenteile ergänzt. Nach dem vollständigen Anfüllen der Hauptträgerform beginnt man mit dem Auflegen der Deckenschalung, die auf die Seiten der Trägerschalung und auf Zwischenstützen zu liegen kommt. Mit dem Betonieren der Decke wird die Arbeit fertiggestellt.

Die soeben besprochene Methode des allmählichen Aufführens der Schalung gestattet ein bequemes und sicheres Einstampfen, da man überall gut beikommen kann, sie trägt jedoch den schwerwiegenden Nachteil in sich, daß durch die Unterbrechungen im Betonieren Trennungsflächen im Beton entstehen, welche als schwache Stellen der Konstruktion bezeichnet werden müssen.

Eine bemerkenswerte andere Art der Balken- und Deckenverschalung ist in Abb. 59 dargestellt, wobei Boden und Seitenteile der Balkenverschalung von in kurzen Abständen gestellten Rahmen umfaßt werden. An die senkrechten Hölzer dieser

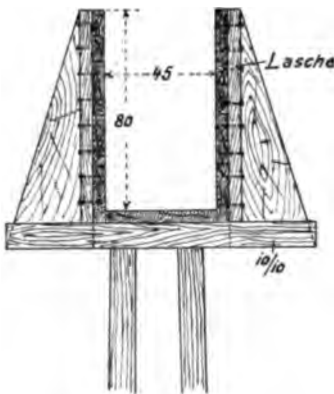
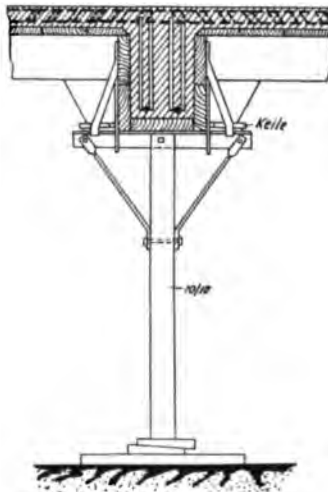


Abb. 61. Absssteifung hoher Trägerseiten.



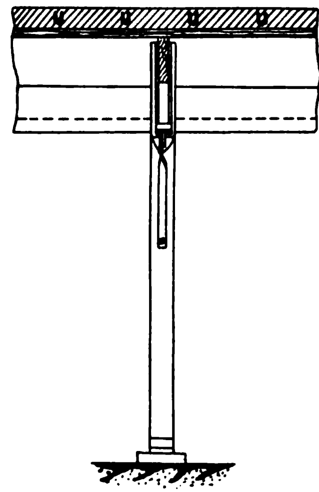


Abb. 62 u. 63. Auflagerung der Tragbohlen für die Deckenschalung auf Konsolen der Sprieße.

Rahmen sind horizontale Bretter festgenagelt, auf welchen die hochkant gestellten Bohlen zum Tragen der Deckenschalung aufliegen.

Abb. 60 gibt eine derartige Deckenverschalung im Bilde bei einem Gebäude für die German American Button Company in Rochester N.-Y.

Die Seitenschalungen von hohen Trägern bauchen sich infolge des bedeutenden Druckes des Betons gern aus. In diesen Fällen werden die Seiten oft durch Draht miteinander verbunden, um ein Ausweichen zu verhindern. Zweckmäßig macht man es auch so, wie in Abb. 61 dargestellt, wobei die Seitenteile mit Hilfe dreieckiger Brettstücke gegen einen den Trägerboden tragenden vorkragenden Rahmschenkel abgesteift werden.

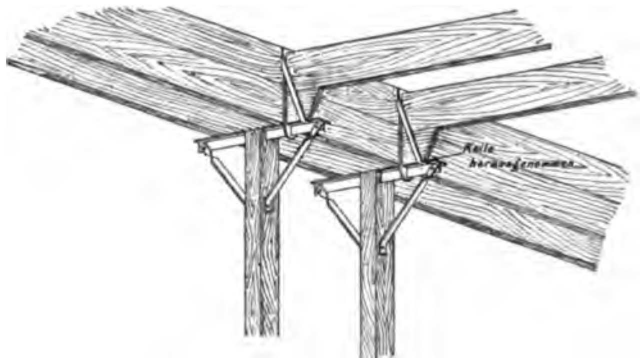


Abb. 64. Schaubildliche Ansicht von Abb. 62 u. 63.

Es soll hier noch bemerkt werden, daß steile Decken, also solche mit Neigungen von 45° und mehr, wie sie bei Dächern vorkommen, einer Gegenschalung bedürfen, um das Herabgleiten des Betons zu verhindern. Die Ausführung wird beinahe ähnlich derjenigen einer Mauer.

Viel Unannehmlichkeit bereitet zuweilen der Umstand, daß, wenn die Deckenschalung bei trockenem Wetter aufgebracht worden ist, das Holz das Anmachewasser des Betons oder das Regenwasser aufsaugt und sich wirft, so daß ein Brett herausgenommen und abgeschnitten werden muß. Man hat dem schon dadurch abzuhelfen gesucht, daß man von vornherein zwischen den Brettern einen kleinen Spielraum gelassen hat, allein die Fugen werden sich oft nicht schließen, so daß ein Durchträufeln der feineren Teile des Betons eintritt und unschöne Grate entstehen, wie man sie oft bei Ausführungen sehen kann.

Ein Mittel, um diese Übelstände zu beseitigen, ist das, daß man die Bohlen an einer Seite abschrägt, so daß eine freie Bewegung der Schalung möglich ist.

Damit man die Deckenplatte ausrüsten kann, müssen z. B. bei der oben besprochenen Wayss u. Freytagschen Schalungsweise die an den Trägerseiten befestigten Laschen weggebrochen werden, was zu Beschädigungen der Trägerschalung führt und

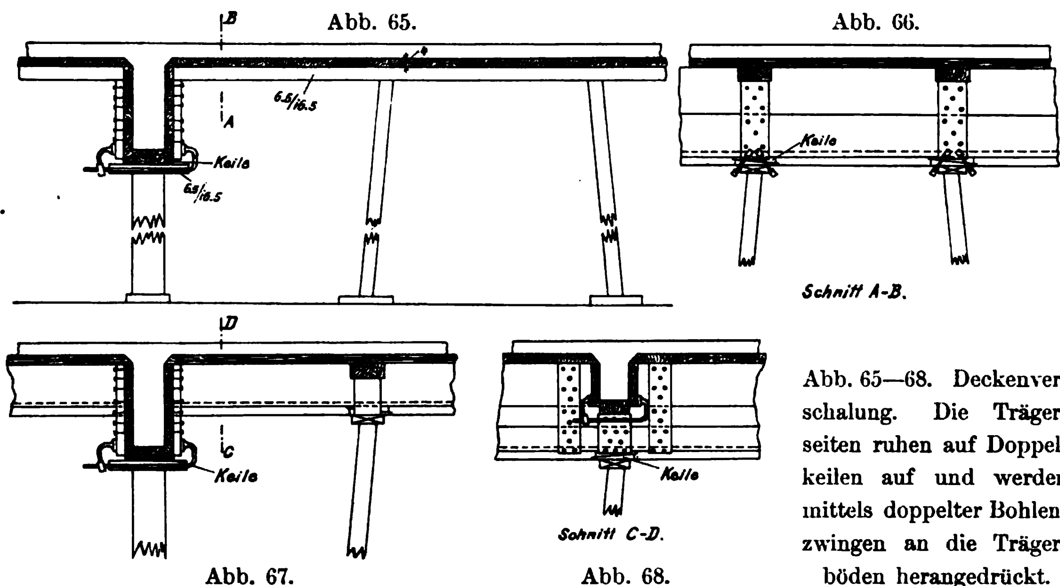


Abb. 65. Abb. 66. Abb. 67. Abb. 68.

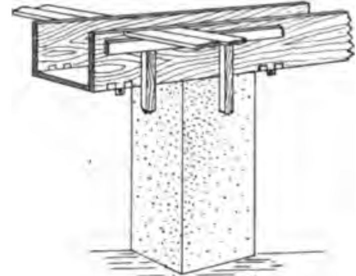
Abb. 65—68. Deckenverschalung. Die Trägerseiten ruhen auf Doppelkeilen auf und werden mittels doppelter Bohlenzwingen an die Trägerböden herangedrückt.

zeitraubend ist. Demgegenüber zeigen die Abb. 62 und 63 und die schaubildliche Ansicht in Abb. 64 eine Anordnung, bei welcher die Deckenverschalung mühelos gesenkt werden kann. Hierbei wird die Last der Decke nicht auf die Balkenschalung, sondern auf entsprechend ausgebildete, durch T-Eisen gebildete Konsolen der Sprießen abgestützt. Die die Deckenschalung tragenden, hochkantig gestellten Bohlen ruhen unter Vermittlung eines Zwischenstücks auf Keilen auf, durch welche das Senken der Schalung herbeigeführt werden kann. Seitlich sind diese Bohlen durch abgekröpfte Flacheisenlappen geführt, welche unten an den Flanschen der T-Eisen befestigt sind.

Eine ebenfalls recht praktische Anordnung zeigen die Abb. 65 bis 68. Die Trägerseiten werden mittels doppelter Bohlenzwingen an den kräftigen Trägerboden herangedrückt. Der Boden liegt unter Vermittlung eines Querholzes auf den Sprießen auf. Auf diesem Querholz ruhen auch die Seitenteile unter Vermittlung von Keilen. Die Traghölzer der Deckenschalung liegen auf den Laschen auf, welche die Seitenteile zusammenhalten. Soll also ausgeschalt werden, so werden nur die Keile losgeschlagen,

worauf sich die Seitenteile der Träger samt der Deckenschalung senken und entfernt werden können.

Eine hiervon abweichende, jedoch ebenfalls mit Keilen zu bedienende Trägerschalung zeigt Abb. 33 im Aufriß. Hierbei sind gleichlaufend mit dem Trägerboden in etwa 10 cm Abstand davon beiderseitig Leisten aufgelegt, welche unten durch Querhölzer verbunden sind, auf denen auch der Trägerboden aufliegt. In der aus der Abbildung ersichtlichen Weise werden nun die Trägerseiten in die Zwischenräume zwischen Boden und Leiste eingestellt und durch Eintreiben von Keilen gegen den Boden gepreßt. Durch Herausschlagen der Keile können die Seitenteile vom Beton entfernt und mühelos gesenkt werden.


Abb. 69. Balkenverschalung mit Hilfe der „Dielhalter“.

Die Verschalung eines Balkens mit Hilfe der bereits auf S. 131 beschriebenen „Dielhalter“ ist in Abb. 69 dargestellt.

Eine Verkleidung der Deckenunterseite mit Terrakottaplatten, welche dann die Verschalung teilweise ersetzen, zeigt Abb. 70.

Zusammenlegbare Formen. Im folgenden soll eine sehr sinnreiche Art der Einschalung einer Decke beschrieben werden, welche beim Bau eines Fabrik-

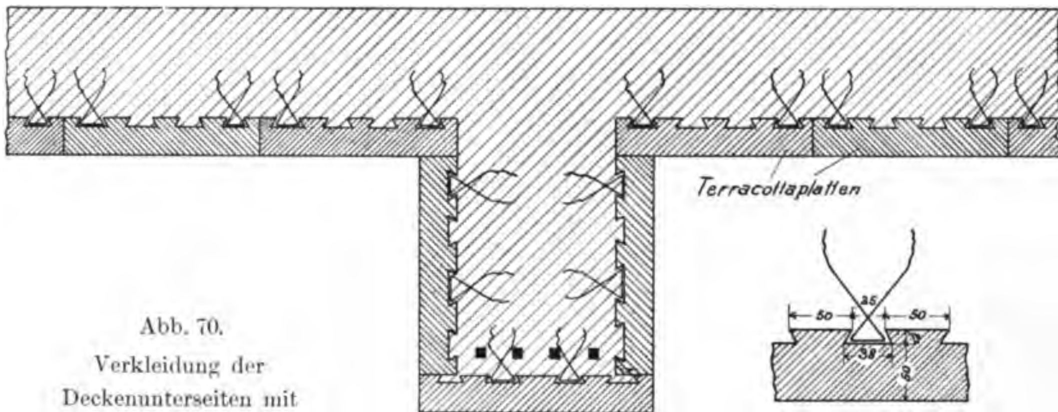


Abb. 70. Verkleidung der Deckenunterseiten mit Terrakottaplatten.

Verankerung der Platten.

gebäudes in Greensburg (Amerika) mit großem Vorteil verwendet wurde und in den Abb. 71 bis 74 dargestellt ist.[1]) Hierbei wurden für die Einschalung der Decken und Balken zusammenklappbare hölzerne Formen benutzt. Die Abbildungen zeigen die Formen im Grundriß, Längen- und Querschnitt, und man sieht, daß diese die Unterstützung für den Trägerboden, zwei Seitenteile der anschließenden Träger sowie die Schalung der Deckenplatte in sich begreift. Das Festlegen der Form erfolgt durch Einziehen des Holzes *h*. Beim Ausrüsten läßt sich die Form nach Entfernung dieses Holzes um ein in der Mitte angebrachtes Scharnier drehen und zusammenklappen. Die Form ist auf allen vier Seiten geschlossen und an ihren oberen Ecken abgeschrägt, sie gibt mit ihren Schmalseiten die Seitenschalung für die Hauptträger ab. Daß die Formkerne eine große Tragfähigkeit besitzen, ist ohne weiteres klar, es sind deshalb wenige, aber um so tragfähigere Stützen nötig. Die

1) Engineering Record, Bd. 49, Nr. 6 und 7.

Abstützung geschieht in sehr zweckmäßiger Weise einerseits auf die Säulenschalung selbst, anderseits zwischen den Säulen nochmals mit Hilfe eines Holzgerüstes. Die auf der Seite der Säulen sich befindenden Enden der Schalungskerne sind auf zwei starken hochkantig gestellten Bohlen von verschiedener Höhe aufgelegt, welche ihrerseits wieder auf den zu diesem Zweck weiter vorgekragten Rahmschenkeln der Säulenschalung

Grundriß.

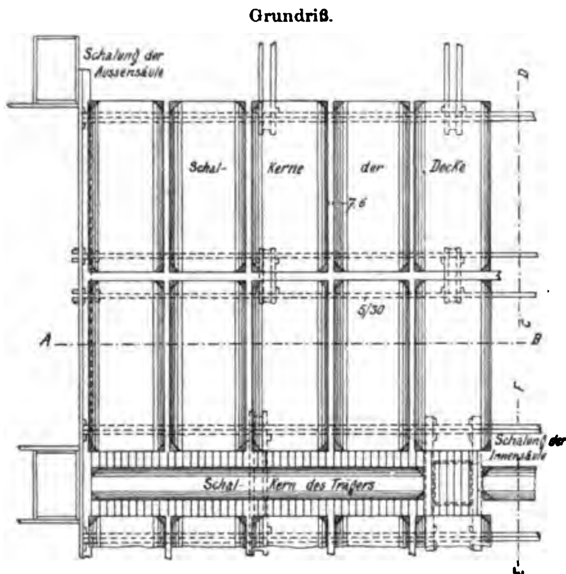


Abb. 71.

Schnitt C—D.

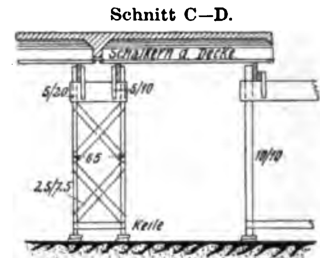


Abb. 72.

Schnitt E—F.

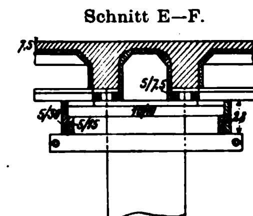


Abb. 73.

Schnitt A—B.

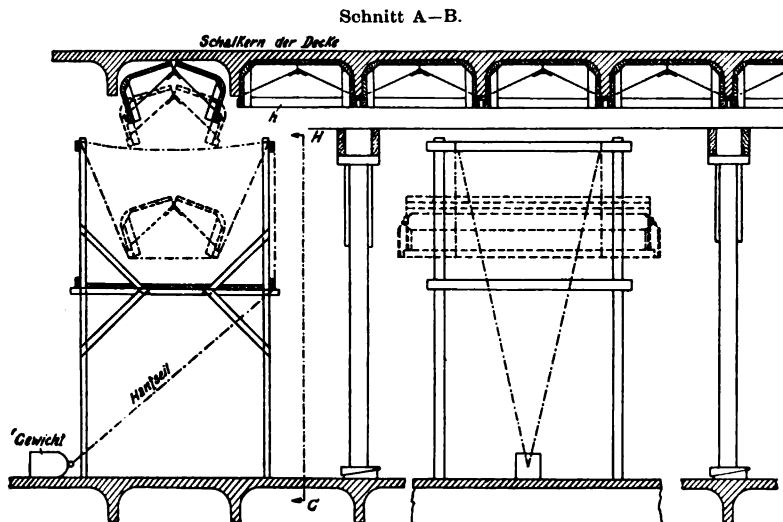


Abb. 74.

ruhen. Auf die niedrigere der beiden eben genannten Bohlen werden Querhölzer übergelegt, um darauf die Form zur Bildung der Doppelträger zwischen den Säulen zu stellen. Der seitliche Abstand zwischen den Schalungskernen wird durch die Trägerböden fixiert, welche auf den unteren seitlichen Hölzern der Form aufgelegt und von diesen getragen werden. Um beim Ausrüsten die Schalungen schnell zu entfernen, wurde eine interessante Einrichtung getroffen (s. Abb. 74). Ein vierpfostiges hölzernes Gerüst, etwa 2 m im Geviert und so hoch, um die Schalung gut aufbringen zu können, wurde auf dem Platze aufgestellt, wo die Form lag. Etwas über der Mitte war ein Arbeitsboden aufgebracht, auf welchem die Arbeiter standen. Die beiden losen Enden eines Hanfseils waren an dem oberen Querholz des Gerüstes festgemacht, gingen

über das gegenüberliegende Querholz hinweg, dann abwärts durch das Gerüst hindurch und vereinigten sich an einem auf dem Boden liegenden Gewichte. Nachdem das die Kernform verspannende Holz weggenommen war, klappte diese zusammen und fiel auf das gespannte Seil, welches unter der Last langsam zusammensackte, das Gewicht am Boden fortzog und auf den Arbeitsboden niederging. Dann wurde die Form gereinigt und zum erneuten Gebrauch mit Öl bestrichen. Eine solche Form wog 180 kg, wenn sie recht naß war, und wurde 7 Tage an ihrer Stelle belassen.

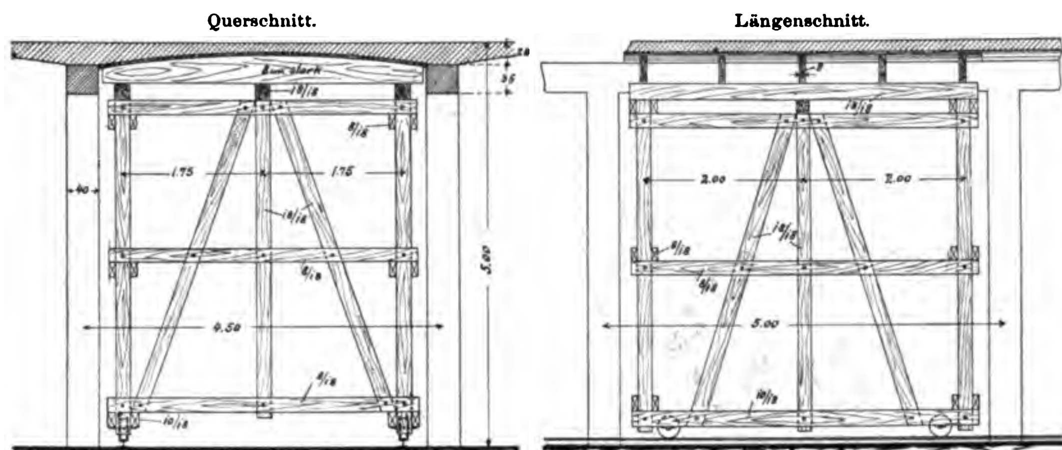


Abb. 75. Fahrbares Schalgerüst zur Herstellung der Deckenplatte.

Fahrbare Schalgerüste. Noch rationellere Betriebe verwenden fahrbare Gerüste. Abb. 75 gibt ein solches Schalgerüst für die Deckenplatte wieder. Hierbei werden die Säulen und die Balken bis zur Unterkante der Decke vorher hergestellt und, nachdem sie ausgeschalt sind, zwischen den Säulenreihen die Gleise für das Einfahren des Gerüstes verlegt. Nach etwa drei Tagen, wenn der Beton genügend erhärtet ist, kann das Gerüst verschoben werden.

Derartige Fahrgerüste wurden in ähnlicher Weise und in großartigem Maßstabe von Ribera beim Bau des eingestürzten Reservoirs in Madrid benutzt, dessen Trümmer

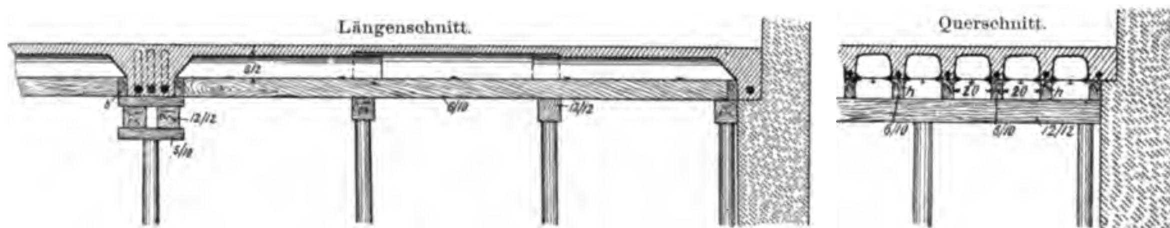


Abb. 76. Verschlag einer Rippendecke mit Blechformen.

30 Tote unter sich begruben; nur waren daselbst die zu betonierenden Decken Gewölbe von etwa 6 m Spannweite und $^{1}/_{10}$ Stich. Dabei sah Ribera von der sonst üblichen Anordnung von Querträgern vollkommen ab, weil sie den schönen Plan des kontinuierlichen Verschiebens der Fahrgerüste, auf dem sein niedriges Angebot basierte, zunichte gemacht hätten.

Dieser schön erdachten Ausführungsweise ist die Sicherheit jäh zum Opfer gefallen.

Rücken die Nebenträger so nahe zusammen, daß von einer dazwischenliegenden Deckenplatte nicht mehr gesprochen werden kann, so entstehen die sogenannten Rippenplatten, bei denen nur die Rippe eine Armierung erhält. Diese Decken wurden hauptsächlich von Koenen eingeführt und spielen im Wohnhausbau eine größere Rolle, weil, nachdem sie einen Verputz erhalten haben, Hohlräume gebildet werden, welche die für die Wärme- und Schalldichtigkeit wichtige Luftschicht einschließen. In den Abb. 76 bis 78 ist die Schalung für eine solche Rippendecke dargestellt. Die Schalungskerne bestehen aus Eisenblechformen von der aus Abb. 77 ersichtlichen Form. Häufig werden auch halbkreisförmige Blechschablonen verwendet, welche jedoch weniger vorteilhaft sind, weil sie mehr Beton verbrauchen. Die Schablonen sind zweierlei Art, solche, welche auf beiden, und solche, die nur an einem Ende

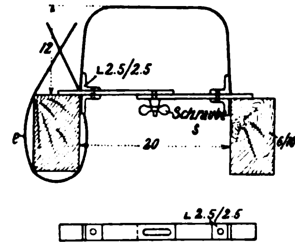


Abb. 77. Abstandhalter für die Verschalung von Rippendecken mit Blechschablonen.



Abb. 78. Verschalung einer Rippendecke mit Blechformen.

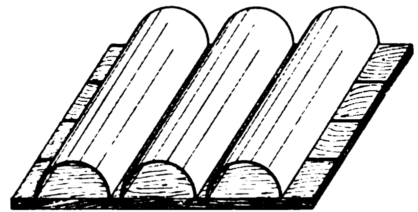


Abb. 79. Verschalung einer Rippendecke mit halbkreisförmigen Blechschablonen und durchgehender Schalung.

offen sind. Der Abschluß an den Enden geschieht mit einem aufgenieteten Blech unter 45° und dient zum Anschluß an die Träger und Tragmauern. Das Anpassen an die Feldweite wird durch entsprechendes Übergreifen der Bleche erreicht. Die Schablonen ruhen auf schwachen Rahmhölzern auf. Die Regelung der Entfernung dieser Hölzer, welche der Schablonenweite entsprechen muß, geschieht durch einen Abstandhalter (Abb. 77), der aus zwei Flacheisen mit je zwei aufgenieteten Winkelchen besteht, welche in einem gewissen Spielraum mit der Schraube *s* gegeneinander festgestellt werden können. Die Rahmhölzer liegen in der Mitte auf Querhölzern und an den Enden auf dem Boden der Träger auf. Die Seitenschalung des Trägers wird auf die Höhe der Rahmschenkel vervollständigt durch Bohlenstücke *b*, welche zwischen die Rahmschenkel eingelegt werden. Oben wird sie von den schrägen Enden der Blechschablonen gebildet, und man erhält so den vorteilhaften voutenartigen Anschluß der Decke an den Träger. Die Rahmschenkel bleiben in nahezu allen Fällen in der Decke, um an ihnen die Lattung oder Rohrung für den Putz befestigen zu können. Zu diesem Zweck werden verzinkte Eisendrähte *e* (Abb. 77) um die Rahmschenkel herumgelegt oder Schrauben in das Holz eingelassen und deren Enden in den Beton eingebettet. Das Ausschalen erfolgt durch Wegnehmen der Abstandhalter, worauf auch die Schablonen entfernt werden können.

In einigen Fällen werden die Blechschablonen auch auf eine durchgehende ebene Schalung aufgelegt, so wie es die Abb. 79 zeigt.

Diese Decken können auch zwischen eisernen Trägern hergestellt werden.

Der bekannte Unternehmer S. de Mollins in Lausanne gibt sich auch mit dem Bau solcher Decken ab mit dem Unterschiede, daß er die Rippen weiter auseinanderlegt, mit etwa 50 bis 60 cm Abstand von Mitte zu Mitte, so daß die Blechformen bedeutend breiter und schwerer werden. Bei dem größeren Abstande der Rippen muß auch die Deckenplatte eine allerdings schwache Armierung erhalten. Abb. 80 zeigt die für die Betonierung hergerichtete Mollinssche Decke. Man sieht die in weiten Abständen gelegten Deckeneisen auf den Blechschablonen sowohl, als auch die Längseisen der Träger und die Bügel. Für die Herstellung der richtigen Deckenhöhe sind Rahmschenkel eingelegt, die nachher wieder herausgenommen werden.



Abb. 80. Decke mit Blechschablone nach S. de Mollins.

Die Unterstützung der Blechformen bewerkstelligt S. de Mollins nach der in Abb. 81 dargestellten Art und Weise. Die Schablonen liegen auf Latten. Diese Latten ruhen auf quer durchgehenden Hölzern in etwa 2 m Abstand auf. Zwischen den beiden Stützenreihen sind die Latten nochmals durch einen Diel unterstützt, welcher auf einer eisernen Traverse aufliegt, die mit Haken auf den vorhin genannten Querhölzern aufsitzt. Zur Herstellung verschiedener Spannweiten kann die Traverse länger oder kürzer gemacht werden, sie ist zu diesem Zwecke in zwei Teile geteilt. Die Wegnahme der Blechformen geschieht im Sommer nach drei, im Winter nach vier Tagen.

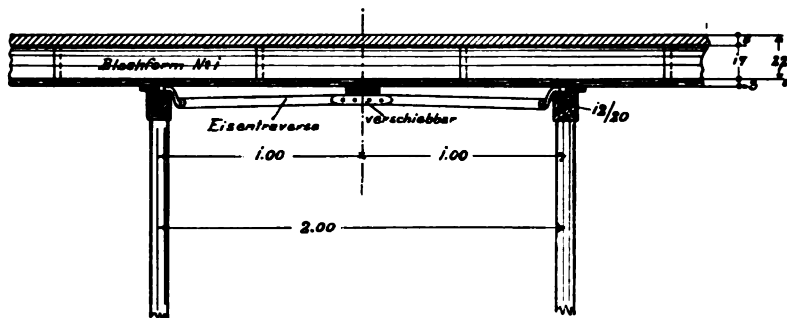


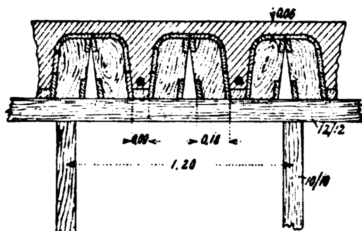
Abb. 81. Unterstützung der Blechformen nach S. de Mollins.

S. de Mollins hat zwei Typen derartiger Decken und braucht deshalb nur zweierlei Blechschablonen. Die Latten, welche zur Aufnahme des Putzträgers dienen, sind durch Nägel in den Beton eingebunden.

In Abb. 82 ist eine Anordnung dargestellt, bei welcher an Stelle der Gußform aus Blech zwei hölzerne Kasten treten, die sich gegeneinanderlegen.

Zuweilen wird die Deckenschalung statt aus Brettern aus Wellblechtafeln hergestellt, wodurch eine größere Tragfähigkeit gewährleistet und außerdem ermöglicht wird, die Schalung nach allen Seiten hin den jeweiligen Abmessungen des Raumes an-

zupassen, ohne daß ein Verschneiden von Material nötig ist, so daß dieselbe Schalung, unabhängig von den Raumgrößen, wiederholt verwendet werden kann. Wie aus Abb. 83 ersichtlich, werden die Wellblechtafeln, wenn die Breite des zu überdeckenden Raumes ein Vielfaches der Tafelbreite ist, mit einfachem Übergreifen aufeinandergelegt. Ist die Raumbreite kein Vielfaches der Tafelbreite, so können sich zwei oder mehr Rippen übergreifen, wie aus Abb. 84 zu ersehen ist. Der Länge nach werden die Tafeln stumpf aneinander gestoßen, und wenn die Länge des Raumes kein Vielfaches der Tafellänge ist, werden, wie es in Abb. 83 dargestellt ist, die einzelnen Tafeln teilweise übereinandergeschoben. Dabei werden die Rippen mit Eiseneinlagen versehen, so daß eine Art Rippendecke entsteht. Es können auch einzelne Rippen ausfallen, die dann mit Sand oder Holz ausgefüllt oder mit Brettern überdeckt werden, so wie es die Abb. 84 zeigt. Zum Anbringen eines nachherigen Verputzes werden in entsprechenden Entfernungen Löcher gebohrt, durch welche nach dem Einlegen der Eisen verzinkte Drähte gesteckt und an den Eiseneinlagen befestigt werden. An den Eisendrähten wird die Deckenbekleidung befestigt.



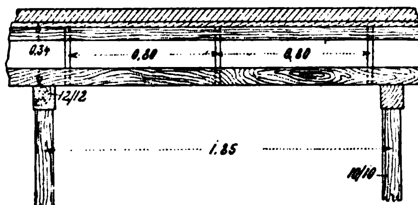
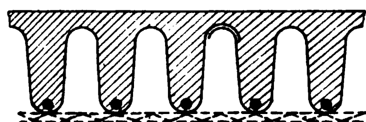


Abb. 82. Verschalung einer Rippendecke mit Holzkasten.



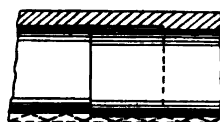


Abb. 83. Schalung mit Wellblechtafeln.

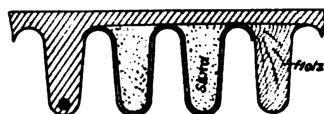


Abb. 84. Schalung mit Wellblechtafeln.

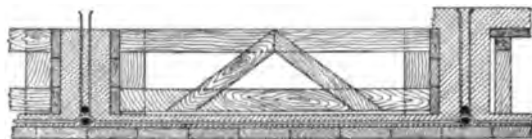
Die Bauweise Möller bedarf der besonderen Form ihrer Tragkonstruktion entsprechend einer besonderen Einschalung, und es wird hiermit auf das bei der Schalung der Balkenbrücken, Kapitel f) darüber Gesagte hingewiesen.

β. Mit ebener Untersicht.

Häufig, besonders beim Wohnhausbau, wird viel Wert auf eine ebene Untersicht der Decke gelegt. In Frankreich, wo gegenwärtig in allen Kasernen zur Herstellung der Zwischendecken Eisenbeton verwendet wird, dürfen auf Anordnung der Gesundheitskommission hervorstehende Rippen nicht gemacht werden, weil sie das Ansetzen von Schmutz und Ungeziefer befördern. Derartige Decken erfordern besondere Einschalungsweisen.

Abb. 85 zeigt eine solche Decke, wie sie in Frankreich häufig ausgeführt wird: Das Herstellungsverfahren dabei ist folgendes: Zuerst wird eine ebene Schalung über dem ganzen Raum hergestellt und darauf die untere Platte gestampft. Dabei werden die unteren Eiseneinlagen der Träger samt den Bügeln schon in die untere Decke eingelegt, um nachher eine möglichst innige Verbindung von Platte und Balken zu erzielen. Nachdem der Beton abgebunden hat, werden die Bretter für die Seitenschalungen der Balken zwischen Lattengestellen aufeinandergestellt und die Balken gestampft. Nach

Erhärten des Betons derselben werden die Bretter weggenommen und für die obere Platte eine auf Pfosten stehende Schalung errichtet. Beim Bau der Kaserne in Angers hat Hennebique die Einrüstung der oberen Platte auf Rollen gestellt; in dem Maße, als die Zwischendecke vollendet wurde und der Beton erhärtet war, um die Schalung entbehren zu können, wurde diese an eine andere Stelle fortgerollt. In denjenigen Fällen, wo die durch die obere und untere Deckenplatte gebildeten Hohlräume nicht wenigstens nach der einen Seite hin offen sind, kann das Holz der letzten Aufstellung nicht mehr herausgenommen werden, was als ein Nachteil dieser Methode zu bezeichnen ist.


Abb. 85. Verschalung einer unten ebenen Eisenbetondecke.

Um die Ausführung einfacher zu gestalten und an Schalung zu sparen, hat man häufig die obere oder untere Deckenplatte oder beide vorher hergestellt und fertig verlegt. Die Herstellung einer Zwischendecke letzterer Art ist in Abb. 86 dargestellt und soll im folgenden beschrieben werden.

Unter jeden Träger wird zur Bildung des Trägerbodens eine Bohle so breit als der Träger gelegt und durch Sprießen gestützt. Alsdann werden fertige dünne Eisenbetonplatten von solcher Länge aufgelegt, daß sie auf den Bohlen einige Zentimeter Auflager erhalten. Aus den Platten stehen Drähte hervor, die um die einzulegenden

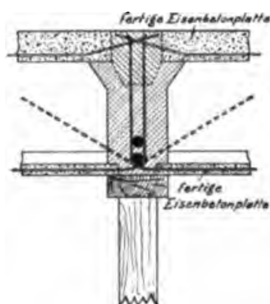


Abb. 86. Herstellung einer unten ebenen Decke unter Verwendung fertiger Eisenbetonplatten.

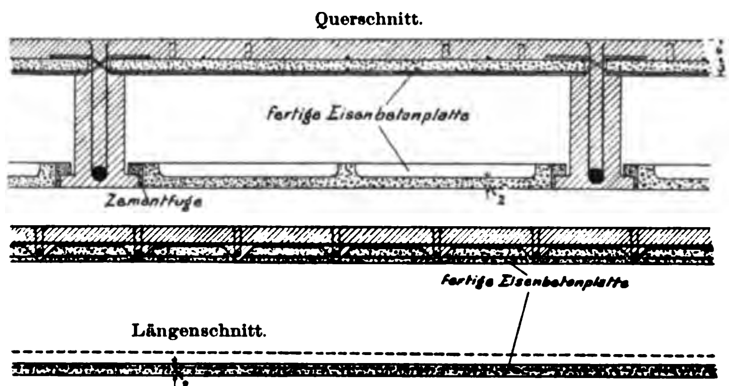


Abb. 87. Herstellung einer Decke mit ebener Untersicht. Benutzung dünner Eisenbetonplatten als Schalung für die obere Decke.

Trägereisen herumgebogen und nach Aufstellung der Seitenschalung der Balken in den Beton derselben eingebettet werden. Nach Entfernung der Seitenschalung werden die oberen Platten in fertigem Zustande auf die Balkenränder aufgelegt und schließlich der Zwischenraum zwischen den Plattenenden und der Trägeroberfläche, in welchen auch die Bügel und die aus den Platten vorstehenden Eiseneinlagen hereingreifen, ausbetoniert.

In manchen Fällen wird die obere Platte auch so hergestellt, daß zur Ersparung der Holzschalung dünne, 3 cm starke Eisenbetonplatten nebeneinander auf die Trägerränder gelegt werden, auf welche dann die eigentliche Decke gestampft wird (Abb. 87). Die Platten sind an den Seiten abgeschrägt, damit daselbst die Eiseneinlagen der Decke und die Bügel ihren Platz finden können.

Dieselbe Abbildung zeigt eine Variante in der Herstellung der Unterplatte. 50 cm breite, 2 cm dicke, mit Rippen verstärkte Platten werden nach dem Ausschalen der Decke zwischen die Balken eingesetzt und mit denselben mit Hilfe einer Zementfuge verbunden.

Die durchgehenden hohlen Räume in den Decken sind nicht nur willkommen wegen ihrer Eigenschaft der Schall- und Wärmeisolierung, sondern auch vorzüglich geeignet zur Aufnahme von Leitungen aller Art: für Elektrizität, Heizung, Gas, Wasser, sowie als Kanäle für Abluft und Frischluft.

Um die Schalung für die Rippen zu ersparen, sind zahlreiche Deckenarten entstanden, welche diesen Zweck durch Ausfüllen der Räume zwischen den Rippen mit

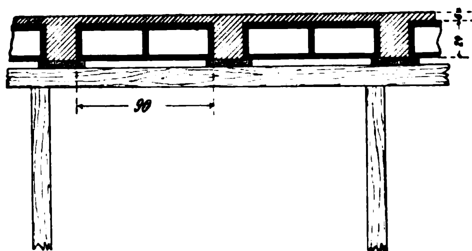


Abb. 88. Verschalung einer Decke mit Hohlkörpern nach Züblin.



Abb. 90. Untersicht der Verschalung einer Decke mit Hohlkörpern nach Züblin.

leichten Materialien erreichen. Aus Abb. 88 ist die von Züblin in Straßburg erdachte Anordnung ersichtlich, welcher die Zwischenräume durch hohle würfelförmige Körper aus Drahtgeflecht mit Mörtelüberzug und Versteifungsrippen herstellt. Der Mörtel besteht der Leichtigkeit und Billigkeit wegen oft aus Schlacken- oder Bimsbeton. Wie



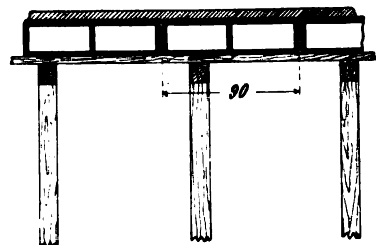


Abb. 89. Verschalung einer Decke mit Hohlkörpern nach Züblin.

die Abb. 89 im Quer- und Längenschnitt und Abb. 90 in der Untersicht zeigen, erspart man die Deckenschalung, indem man die Körper mit ihren Enden auf Bohlen auflegt, welche die Bodenschalung der zwischen den Formen liegenden Rippen bilden. Sollen

die Formen auf allen vier Seiten von Rippen umzogen werden, so werden sie am besten auf einem ebenen Schalboden aufgelegt. Diese Formen lassen zwischen ihren Wänden die Räume zum Einbau der Haupt- und Nebenträger frei. Die Hohlräume der Körper werden dann mit einer dünnen Platte überdeckt, auf welche die

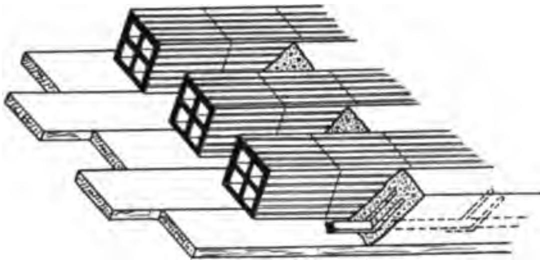


Abb. 91. Bildung der Schalung der Trägerseiten durch Hohlziegel.

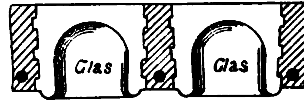


Abb. 92. Patentgläser bilden die Seitenschalung der Träger.

eigentliche Decke gestampft wird. Zöllner füllt die Zwischenräume durch reihenweis gelegte leichte Ziegelsteine mit Hohlräumen (Abb. 91). Auch andere Stoffe, als Pappschachteln, Glas usw., werden zu diesem Zweck verwendet. Die Abb. 92 stellt eine

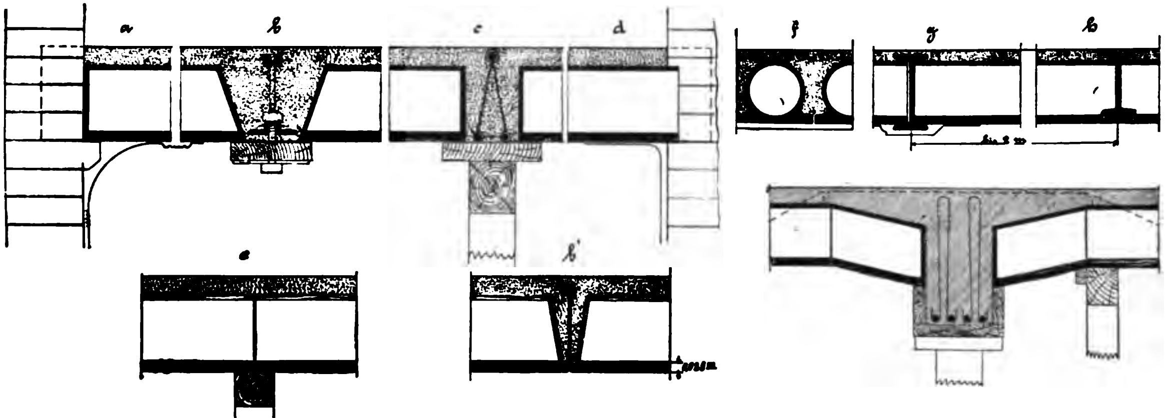


Abb. 93. „Siegdecke". Verschalung einer Decke mit Gipsformen. Verschiedene Verwendungsmöglichkeiten.

Decke dar, bei welcher zwischen den Rippen Patentgläser enthalten sind, welche eine gute Beleuchtung der unteren Räume abgeben. Die Gläser sind leicht konisch und mit drei Rippen versehen, um den Beton gut zu fassen.

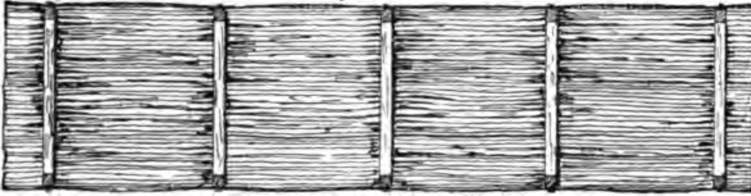
Die Verwendung von Hohlkörpern aus Gips zur teilweisen Ersparung der Schalung zeigt die „Siegdecke", deren Bauart aus Abb. 93 in ihren verschiedenen Verwendungsmöglichkeiten ersichtlich ist.[1]) Die Gipsform bildet mit ihren Stirnwänden, welche senkrecht oder geneigt ausgeführt werden, die Schalung für die Seiten der Hauptträger

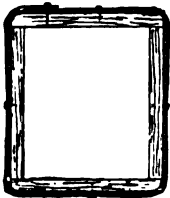


Abb. 94. Verschalung einer Rippendecke mit Gipsformen.

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft V, S. 123 u. 124.

und im übrigen diejenige für die Rippen. Man braucht also nur eine Bodenschalung für die Hauptträger, diejenige für die Rippen wird durch entsprechende Ausbildung des Fußes der Form erspart. Die Hohlkörper haben eine Wandstärke von 10 bis 12 mm und ein Gewicht von 35 bis 45 kg/m² je nach der Höhe. Damit der Gips dem Beton nicht zu viel Wasser entzieht, muß die Form vorher auf einfache Weise präpariert werden. Ein Bild der Einschalung mit diesen Gipsformen gibt die Abb. 94.





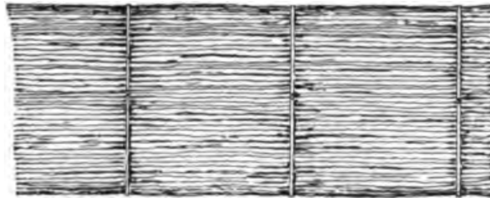


Abb. 95. Rohrzelle.

Eine Ausfüllung der Räume zwischen den Rippen mit besonders angefertigten Körpern aus Rohrgeflecht, sogen. „Rohrzellen", zeigt die Rohrzellendecke nach G. A. Wayss.[1]) Die Rohrzellen bilden die Begrenzung der Seitenflächen für den Balken, die Schalung für die Platte und zugleich die Berohrung für die Untersicht (Abb. 95 u. 96).

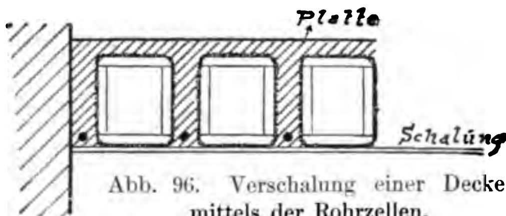


Abb. 96. Verschalung einer Decke mittels der Rohrzellen.

Die Rohrzelle ist ein 1 m langer Hohlkörper aus Rohrgeflecht, welches über Holzrähmchen gezogen wird, die etwa 25 cm voneinander entfernt sind. Das Rohr wird durch Stahlbänder an die Holzrähmchen gepreßt, so daß das Rohrgeflecht die während der Herstellung der Decke nötige Tragfähigkeit erhält. Dabei sind als Vorteile gegenüber anderen Materialien zu bezeichnen: die leichte Handhabung und das leichte Gewicht von nur 5 bis 8 kg/m², sowie die Möglichkeit der Schaffung großer Hohlräume. Die Herstellung der Rohrzellen geschieht mit der Rohrzellenmaschine (Abb. 97), auf welcher ein Arbeiter in 10 Stunden 200 bis 250 Zellen zu erzeugen vermag.

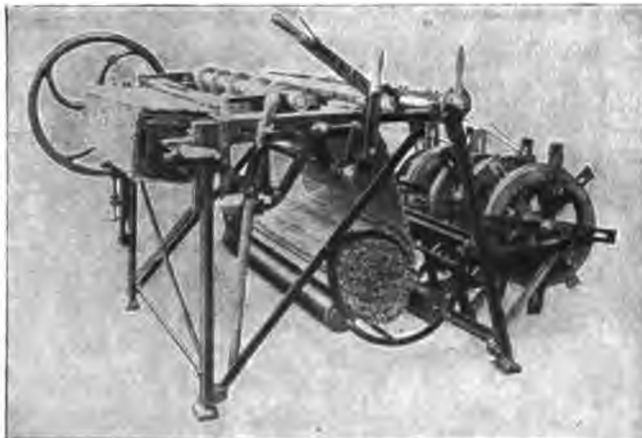


Abb. 97. Rohrzellenmaschine.

[1]) Wuczkowski, Beton u. Eisen 1907, Heft VI, S. 148.

8. Schalung bei Fachwerkbalken.

Die Verschalung der Fachwerkträger kann entweder so erfolgen, daß man die Verschalungen der Seitenwände derselben aus durchgehenden Schalwänden bildet, so daß man dann für die Verschalung der den Hohlräumen zugekehrten Flächen der Fachwerkglieder kastenartige Schalformen zwischen die Wände einzubauen hat, welche das entsprechende Positiv ergeben. Dabei ist in dem in den Füllungsflächen angebrachten Schalholz der Bohlenwände ein für die unmittelbaren Zwecke der Formgebung nicht dienlicher Mehraufwand an Schalholz vorhanden, wofür dann anderseits eine Vereinfachung in der Herstellung und damit eine Ersparnis an Arbeitslohn eintritt. Besitzen die Füllungen zwischen den Fachwerkgliedern größere Flächenausmaße, so daß der Gewinn an Arbeitslohn kleiner wird als der Mehraufwand für Schalholz, so wird jedes Fachwerkglied für sich eingeschalt, die Verschalung der geraden oder gekrümmten Gurte erfolgt dabei ebenso wie diejenige gerader oder gekrümmter Träger, diejenige der Pfosten und Diagonalen so wie bei den Säulen. Falls man bei diesen den Beton nicht eingießen will, muß man eine Seite offen lassen und diese erst mit dem Fortschreiten des Betonierens verschließen.

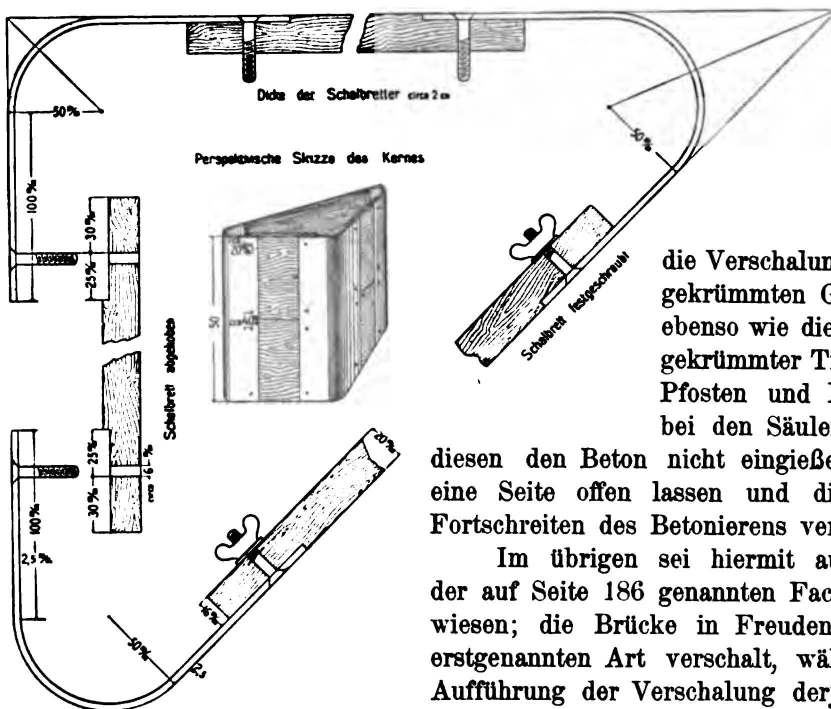


Abb. 98. Verstellbarer Modellkern.

Im übrigen sei hiermit auf die Schalungen der auf Seite 186 genannten Fachwerkbrücken verwiesen; die Brücke in Freudenstadt ist nach der erstgenannten Art verschalt, während man bei der Aufführung der Verschalung derjenigen bei Pettoncourt nach der letztgenannten Weise vorgegangen ist.

Fachwerkträger nach Visintini. Dieselben bestehen aus geraden horizontalen Ober- und Untergurten und Pfosten und Diagonalen als Füllstäbe.

Ihre Herstellung erfolgt mit einer Seite nach abwärts in der Weise, daß auf einer Bohlenunterlage die rechteckige Gußform, aus starken Bohlen bestehend, aufgestellt wird. Zwischen die Bohlen werden die Modellkerne für die Hohlräume zwischen den Fachwerkgliedern gestellt und ihre Entfernung entsprechend den rechnungsmäßig ermittelten Stärken der Glieder gesichert.

Der Beton wird ziemlich flüssig schichtenweise eingebracht und dazwischen werden die nötigen Eiseneinlagen eingebettet. Nach dem Abbinden des Zementes werden die Formen entfernt. Die Abb. 3 bis 7 der Tafel I zeigen die verschiedenen Stadien der Herstellung der Visintinibalken. Abb. 8 der Tafel I stellt die gußeisernen Formkerne in verschiedenen Größen mit Schlüssel zum Herausheben derselben dar. Abb. 98 gibt ein Bild eines beweglichen Kerns, der für verschieden große Typen von Fachwerkträgern Verwendung finden kann.

9. Untersprießung.

Schon früher haben wir gesehen, daß bei den Betoneisendecken zwischen Eisentraversen eine Untersprießung nicht oder nur in geringem Maße nötig ist, da die den Beton unmittelbar tragende Schalung an die eisernen Träger aufgehängt wird. Dies ist ein nicht zu unterschätzender Vorteil dieser Decken gegenüber den reinen Betoneisendecken, bei welchen die oft große Zahl von Stützen ein Weiterarbeiten in dem betreffenden Raume häufig unmöglich macht und die Arbeit bedeutend verteuert.

Als weitere Nachteile der Unterstützung auf den Boden sind zu bezeichnen die Verschiedenheit in der Nachgiebigkeit des Gerüst- und Schalungsbaues gegenüber derjenigen der Umfassungswände, so daß Rißbildungen nicht ausgeschlossen sind. Bei Vermeidung der Sprießen kann die Decke mit den Mauern gleichzeitig sinken.

Man sieht daher bei den Praktikern allenthalben das Bestreben, Vorrichtungen zu ersinnen, welche gestatten, die Sprießen zu entbehren oder deren Zahl auf ein Minimum zu beschränken. Alle diese Erfindungen gehen natürlich darauf aus, die Lasten auf die Tragmauern und Pfeiler zu übertragen. Die meisten wollen das dadurch erreichen, daß sie die Eiseneinlagen der Träger so stark ausbilden, daß die Schalung an diesen aufgehängt werden kann.

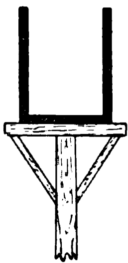


Abb. 99. Das Querholz ist gegen den Sprieß abgestrebt.

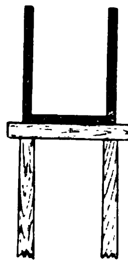
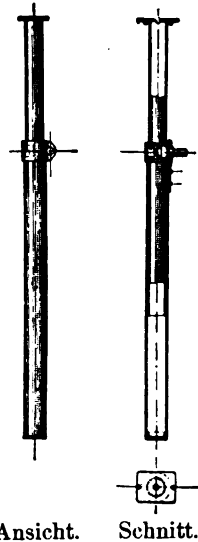
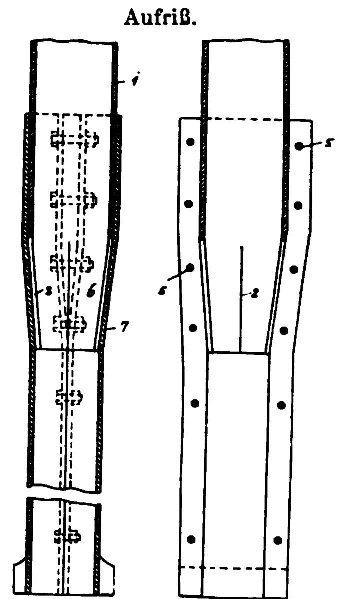


Abb. 100. Unterstützung mit Doppelsprießen.



Ansicht. Schnitt.

Abb. 101. Stahlrohr-Deckenstütze.



Aufriß.

Grundriß.

Abb. 102. Deckenstütze nach G. A. Wayss.

Keine dieser Ausführungsmethoden hat sich jedoch einer größeren Verbreitung zu erfreuen, und es ist die provisorische Abstützung auf den Boden fast ausschließlich im Gebrauch.

Aus der schon oben erwähnten Gesamtanordnung der Einschalung einer Betoneisendecke in Abb. 53 ist auch die zugehörige Untersprießung ersichtlich. Dieselbe geschieht meist mit Rundhölzern von 8 bis 15 cm Durchmesser, seltener werden kantige Hölzer von $^{8}/_{8}$ bis $^{14}/_{14}$ cm verwendet. Bei schwächeren Hölzern ist die Gefahr eines Ausknickens und einer dadurch hervorgerufenen Einsenkung der Schalung vorhanden. Die stärkeren Pfosten werden unter die Träger gestellt. Die Anzahl der Sprießen ist, abgesehen von ihrer Stärke, abhängig von der Stärke und der Art der Schalung. Bei $3^{1}/_{2}$ cm starker Holzschalung ist auf 1 m² Decke einschließlich Balken ein Sprieß zu rechnen. Bei 6 und 7 cm starker Schalung verringert sich diese Zahl auf die Hälfte

und kann bei Verwendung hölzerner Schalungskästen oder Blechformen noch erheblich geringer werden. Zum Festlegen der Schalung bezw. Antreiben der Sprießen beim Einschalen, sowie zum Ausrüsten dienen die Holzkeile *k*. Wenn auf den Erdboden abgestützt wird, so ist zur Druckverteilung ein Brettstück unter die Keile zu legen. Zu beachten ist, daß die Sprießen am Kopfende mit einem Nagel an die Schalung festgemacht werden, weil nach dem Abbinden des Betons ein Heben der Schalung, hervorgerufen durch das Schwinden des Betons, eintritt, wodurch die Sprießen gelockert werden und leicht umfallen, was zu Unglücksfällen führen kann.

Die Trägerboden werden zweckmäßig durch Vermittlung eines Bohlenstückes auf ihre ganze Breite gefaßt. Bei breiten Trägern strebt man die Enden des Querholzes gegen die Pfosten ab (Abb. 99) oder man unterstützt mit doppelten Sprießen (Abb. 100). Die bereits angezogenen Abb. 62, 63 und 64 zeigen eine bemerkenswerte Abstützung eines Trägers samt Decke. Damit jener auf seine ganze Breite aufliegen kann, ist am Kopfende des Sprießes ein T-Eisen eingelassen und mit Flacheisen gegen den Sprieß abgestrebt. Derselbe Sprieß trägt auch die Deckenschalung.

Die hölzernen Deckenstützen haben den Nachteil, daß sie ohne verlustbringendes und zeitraubendes Zerschneiden oder Anstücken nur für eine bestimmte Deckenhöhe zu gebrauchen sind. Als Fortschritt in dieser Beziehung sind daher die Stahlrohr-Deckenstützen, Patent Sommer, zu bezeichnen, die eine für verschiedene Deckenhöhe verwendbare Deckenstütze darstellen. Abb. 101 stellt Schnitt und Ansicht der Deckenstütze dar. Dieselbe besteht aus zwei teleskopierenden nahtlosen Stahlröhren. Vermittels einer auf dem inneren Rohr angebrachten Schelle können die Rohre auf die jeweils erforderliche Länge festgestellt werden. Zum Befestigen an den Unterzügen ist an der Kopfplatte eine Stahlspitze angebracht. Die Kopfplatte ist außerdem mit zwei Nagellöchern versehen. Beim Ausschalen der Decke wird die Schellenschraube gelöst, worauf die Rohre ineinandergleiten und die Stützen ohne weiteres weggenommen werden können.

Dimensionen der Stütze sind: Unterrohr 70 × 64 mm Durchmesser. — Oberrohr 60 × 54 mm Durchmesser. Ausziehbar von 2670 mm auf 4600 mm Stützlänge. Gewicht 30 kg. Preis 28 Kronen für 1 Stück.

Die Stützen werden hergestellt und sind zu beziehen durch die Deutsch-Österreichischen Mannesmannröhrenwerke in Düsseldorf.

Bei entsprechend großem Druck ist ein Nachgeben der Verbindung nicht ausgeschlossen. G. A. Wayss in Wien hat sich eine Erfindung patentieren lassen, bei der ein Nachgeben ausgeschlossen ist. Hierbei erfolgt die Feststellung zweier ineinandergeschobenen Rohre durch Festklemmen des konischen Endes des inneren Rohres in einen Konus des äußeren Rohres, wobei die Konusse entweder schon an den Rohren vorgesehen sind, oder aber durch Klemmwirkung erst an der Gebrauchstelle gebildet werden. Bei der in Abb. 102 in 2 Längsschnitten und 2 Querschnitten dargestellten Ausführungsform ist das innere Rohr 1 an seinem unteren Ende mit entsprechend langen Längsschlitzen 2 versehen, während das äußere Rohr im Querschnitt aus zwei oder mehreren geflanschten Teilen 3, 4 besteht, welche in geeigneten Abständen durch Schrauben 5 zu einem Ganzen verbunden sind. Die Feststellung der beiden Rohre erfolgt in der Weise, daß das Rohr 1 in das Rohr 3, 4 eingeführt und die Schrauben 5 derart angezogen werden, daß die Schlitze 2 des inneren Rohres zusammengedrückt werden. Hierdurch entsteht ein Konus 6, welchem sich das äußere Rohr genau anpaßt, indem es einen Konus 7 bildet. Infolge dieser Verbindung wird für das innere Rohr ein konisches Auflager gebildet, welches auch bei noch so großem Druck intakt bleibt.

Um seitliche, durch das Stampfen und andere Einwirkungen erzeugte Kräfte aufnehmen zu können und ein Verschieben der Schalung in horizontaler Richtung zu verhindern, werden die Sprießen zuweilen etwas geneigt gestellt, und zwar abwechselnd nach der einen und nach der anderen Seite.

Die Unterstützung von Tragekonstruktionen, welche in größerer Höhe über dem Boden gelegen sind, also bei Hallenbauten, Kirchengewölben usw. erfolgt durch eigene Fachwerkgerüste.

Neuerdings wird von der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft in Berlin ein Universalrüster in den Handel gebracht, der, wie Abb. 103 zeigt, aus einem Haken besteht, welcher in die Mauerfugen eingedrückt oder eingeschlagen wird und die Sprießen teilweise ersetzt.

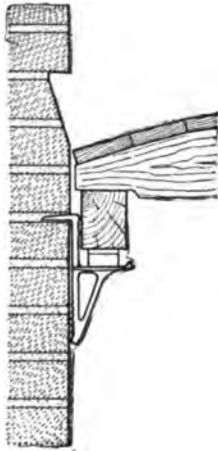


Abb. 103. Universalrüster.

Die Eisen sind an den Stellen, wo sie mit dem Mauerwerk in Berührung kommen, zum besseren Halt gerippt. Vermöge ihrer Form werden sie durch die aufgebrachte Belastung fest gegen die Mauer gedrückt. Die Höhenlage der zu erstellenden Einrüstung wird von Schicht zu Schicht durch entsprechende Wahl der Auflagerfuge und innerhalb einer Schicht durch unterzulegende Keile geregelt. Diese Keile sind für das etwaige Anheben und Einrichten der Schalung und unbedingt für das sachgemäße spätere Lockern der letzteren an und für sich erforderlich. Will man größere Spannweiten ohne Zwischenstützen überdecken, so werden Sprengwerkkombinationen verwendet, und die Hölzer stützen sich dann wieder gegen die Rüsteisen, die je nach der Länge der vorhandenen Streben in höher oder tiefer gelegene Fugen eingedrückt werden. Die meist schwachen Hochbaumauern sollten jedoch derartig seitlich eingetragenen Kräften nicht ausgesetzt werden, es ist deshalb besser, wenn man in der Mitte Sprießen stellt. Der Preis des Universalrüsters beträgt 1,50 Mark für 1 Stück.

Seine Anwendung bedeutet zweifellos eine erhebliche Ersparnis an Kosten für Holz und an Arbeitslohn.

10. Unmöglichkeit der Untersprießung.

In manchen Fällen, wie z. B. bei Überdeckung von Räumen, in denen gearbeitet wird, ist es unmöglich, Sprießen zu stellen. Man hilft sich dann meist damit, daß man die Schalung an Hängewerken aufhängt, welche von Mauer zu Mauer reichen und imstande sind, die Last des Betons und der Arbeiter zu tragen.

Wir haben bereits früher eine Reihe von Ausführungen kennen gelernt, die unter Heranziehung der Eiseneinlagen eine Verminderung oder gänzliche Ersparung der Sprießen ermöglichten.

Im folgenden soll an einem Beispiel gezeigt werden, wie man sich hilft, wenn die Eiseneinlagen zum Tragen der Schalung nicht benutzt werden können und der Schalaufbau daher an und für sich standfest sein muß.

Tafel I Abb. 2 zeigt die Schalung für die Überdeckung des Turbinenhauses der Wasserkraftanlage Chèvres bei Genf, welche eine sehr interessante Lösung der Ausführung einer hierher gehörenden Rüstung darstellt. Es war zuerst ein Eisendach mit Holzverschalung aufgeführt, welches aber infolge von Kurzschluß einem Brande zum Opfer fiel. Für die Neuherstellung wurde ein Dach in Eisenbeton gewählt und, um den darunter befindlichen Fabrikbetrieb nicht zu gefährden, mußte eine Eingerüstung

ohne Zwischenstützen entworfen werden. Dies geschah mit Hilfe von 12 m weit gespannten Hängewerken, zwei davon trugen je einen Balken. Der Hängegurt eines solchen Trägers besteht aus zwei Flacheisen, die Hängeeisen sind ebenfalls Flacheisen, während der Obergurt aus zwei aufeinanderliegenden Hölzern besteht. Die Böden und Seiten der Balkenschalung liegen bei jedem Hängeeisen auf zwei querliegenden Winkeleisen auf, welche mit den Hängeeisen verbunden sind. Das Zusammenhalten der Trägerseiten bezw. der Hängeträger geschieht unter Zuhilfenahme von Eisenklammern. Mit Hilfe dieser Tragekonstruktionen wurde das Dach stückweise hergestellt. Sobald ein Träger abgebunden war, wurden die Sandbüchsen, auf welchen das Hängewerk ruhte, gelöst und die ganze Verschalung mit Hilfe einer auf den Krangleisen laufenden verschiebbaren Bühne zu dem nächsten Träger überführt.[1])

11. Ausgeführtes Beispiel.

Fabrikbau der Daimler-Motoren-Gesellschaft in Untertürkheim (Württemberg).

Um die Arbeitsvorgänge bei der Herstellung der Einschalung in zusammenhängender Weise kennen zu lernen, soll deren Ausführung an einem großen Fabrikbauwesen, demjenigen der Daimler-Motoren-Gesellschaft in Untertürkheim vor Augen geführt werden.

Im Juni 1903 war im Fabrikanwesen der Firma in Cannstatt ein verheerender Brand ausgebrochen; schon um diese Zeit waren die Neubauten auf dem von der Gesellschaft erworbenen großen Grundstück am Neckar in Untertürkheim teilweise in Angriff genommen worden, aber kaum in den Fundamenten fertig. Es handelte sich also darum, möglichst rasch Räume für die Unterbringung der Betriebe zu schaffen.

Zunächst sollte ein Bauwesen zur Aufnahme der Schreinerei, Wagnerei und Lackiererei errichtet werden.

Für die Ausführung in Eisenbeton waren außer der unbedingten Feuersicherheit und der verhältnismäßigen Billigkeit, welche die Gewinnung des nötigen Kieses auf dem Bauplatze selbst mit sich brachte, in erster Linie maßgebend die gewährleistete kurze Bauzeit von drei Monaten einschließlich Herstellung des Holzzementdaches.

[1]) Weitere Beispiele finden sich bei Überfahrtsbrücken der Pariser Stadtbahn, die während des Betriebes hergestellt wurden und wo auch eine ähnliche Hängewerks-Eingerüstung Verwendung fand.

Abb. 104. Fabrikbau der Daimler-Motoren-Gesellschaft. Schnitt nach der Breitseite.

Das Bauwerk hat eine Länge von 131 m und eine Breite von 46 m und ist zweigeschossig. Im allgemeinen ist eine Säulenstellung von 5 auf 5 m vorhanden, wobei in der Querrichtung des Gebäudes die Hauptträger, in der Längsrichtung in 2,5 m Abstand voneinander die Nebenträger verlaufen. Nur an der Vorderseite des Gebäudes mußten für den Ausstellungsraum der Automobile größere säulenfreie Räume geschaffen werden, und so wurden daselbst zwei Reihen 10 m langer Hauptträger angeordnet. An den Außenseiten finden die Träger ihre Unterstützung ebenfalls auf Eisenbetonsäulen, zwischen welche über der Decke liegende Eisenbetonträger gespannt sind. So erhielt man große rechteckige Felder für die Unterbringung der Fenster.

Die Ausführung geschah durch die Aktiengesellschaft Wayss u. Freytag in Neustadt a. d. Haardt, welche den Verfasser mit der Bauleitung beauftragte.

Das Konstruktionsprinzip der Verschalungen der Säulen, Träger und Deckenplatten ist bereits weiter oben dargelegt worden und ist aus den Abb. 26, 53 und 56 ersichtlich.

Einen Schnitt nach der Breitseite des Gebäudes gibt Abb. 104, dabei ist in der linken Hälfte so geschnitten, daß die 10 m weit gespannten Hauptträger sichtbar sind, während im rechtseitigen Teil die normale Säulenstellung vorhanden ist. Im ersten Stock ist die Einrüstung der Decke eingezeichnet, dabei sind der Übersichtlichkeit halber die Sprießen auf der rechten Hälfte weggelassen worden.

Vorbereitung der Schalung. Die Schalungen wurden in der Fabrikwerkstätte der Unternehmerfirma, welche hierzu vorzüglich eingerichtet ist, so weit vorbereitet, daß die einzelnen Teile der Schalung der Träger und Säulen auf der Baustelle nur noch zusammengesetzt zu werden brauchten. Die Bretter für die Deckenschalung wurden auf die nötige Länge abgeschnitten.

Eine wiederholte Verwendung der Schalung war von vornherein in Aussicht genommen, und zwar in der Weise, daß angefertigt wurden:

Für die sämtlichen Fassadesäulen die Schalung für die Fassadesäulen des Erdgeschosses
„ „ „ Innensäulen „ „ „ $^2/_3$ der Innensäulen „ „
„ „ „ Trägerseiten „ „ „ „ „ Trägerseiten „ „
„ „ „ Trägerböden „ „ „ die Trägerböden „ „
„ „ Deckenschalung „ „ „ „ Erdgeschoßdecke.
An Sprießen die nötige Zahl für ein Geschoß, etwa 6000 Stück samt den zugehörigen Keilen.

Es war somit eine zwei- bis dreimalige Wiederverwendung der Schalung vorgesehen. Die kleinere Verwendungszahl besteht bei den Trägerböden, welche längere Zeit an ihrem Ort belassen werden müssen, und bei den Fassadesäulen, deren Schalung an der schwer zugänglichen Außenseite des Gebäudes als Stützpunkt diente.

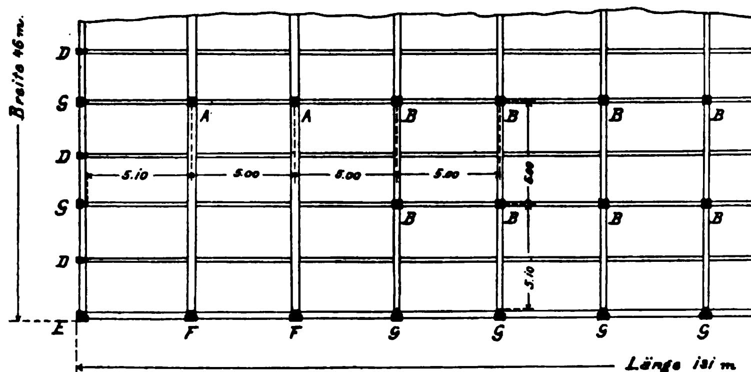


Abb. 105. Grundriß für die Säulenschalung.

Nachdem man sich im Benehmen mit der Bauherrschaft über die Grundrißeinteilung einig war, wurde eine Schalungsliste für die Säulen aufgestellt, welche Form, Höhe, sowie Stückzahl der

zu fertigenden Säulenschalungen enthielt. Die Liste bezog sich auf einen entsprechenden Grundriß. Abb. 105 zeigt einen Teil des Grundrisses für die Säulenschalung. Im folgenden soll die zugehörige Schalungsliste wiedergegeben werden. Die gleichartigen Säulenschalungen sind mit gleichen Buchstaben bezeichnet.

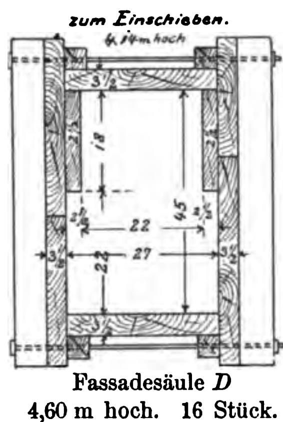
Diese Schalungsliste wird dem Schreinermeister der Fabrikwerkstätte übergeben, welcher die fertiggestellten Stücke mit den zugehörigen Buchstaben bezeichnet und in der Liste streicht. Eine derartige Schalungsliste samt dem Grundriß der Säulenschalung geht auch an die Bauleitung.

Bezüglich der Höhe der Säulenschalung ist zu bemerken, daß bei denjenigen Säulen, in welche Träger von geringerer Breite, als diejenige der Säule beträgt, einmünden, die Säulenschalung bis zur Deckenunterkante bestellt wurde, es mußten dann an Ort und Stelle die Ausschnitte für die Träger herausgesägt werden.

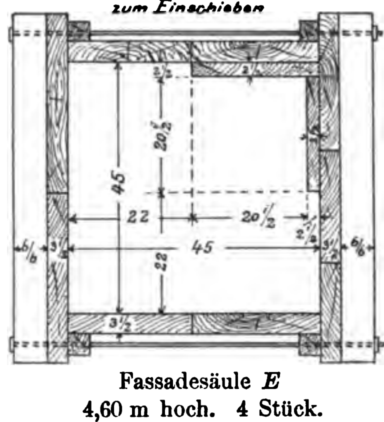
Schalungsliste für die Säulen.

Erdgeschoß.

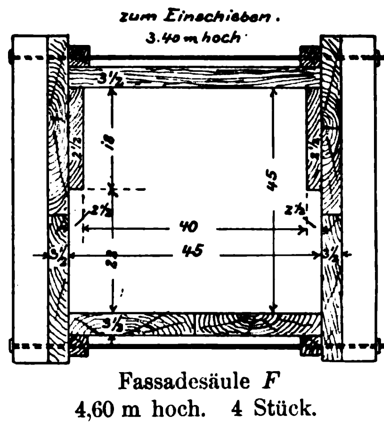
Innensäulen	A	3,40 m	hoch	40/40	8 Stück
„	B	4,60 „	„	30/30	136 „



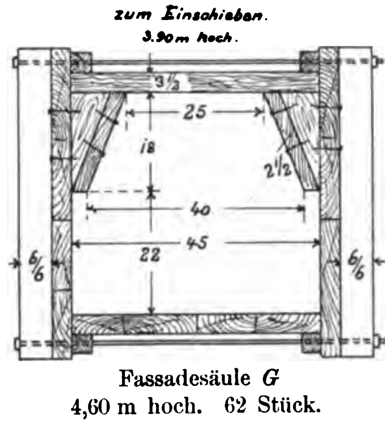
Fassadesäule *D*
4,60 m hoch. 16 Stück.



Fassadesäule *E*
4,60 m hoch. 4 Stück.



Fassadesäule *F*
4,60 m hoch. 4 Stück.



Fassadesäule *G*
4,60 m hoch. 62 Stück.

Dies traf zu bei den Säulen B und teilweise bei den Fassadesäulen D, F und G, bei welchen nur auf einer Seite ein unter der Decke liegender Träger einspringt. Es wurden deshalb die Einschubbretter dieser Säulen nur bis zur Unterkante der Vouten

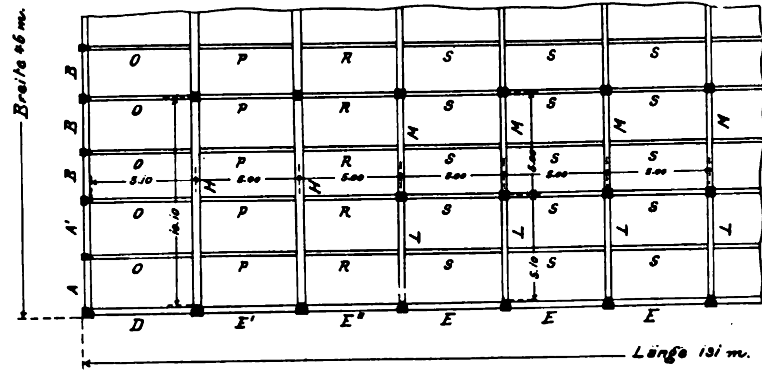


Abb. 106. Grundriß für die Trägerschalung.

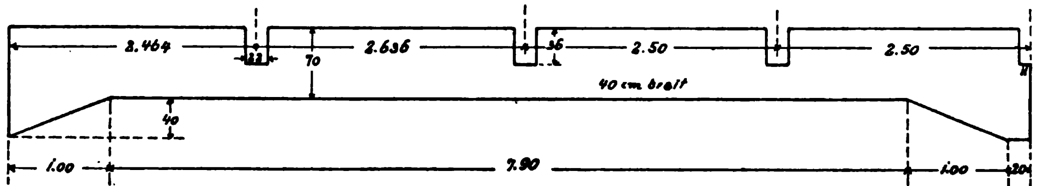
der einspringenden Hauptträger bestellt. Säule E hatte keinen Träger unterhalb der Decke aufzunehmen.

Bei der Säule A hatte der aufzunehmende Hauptträger dieselbe Breite wie die Säule, es war daher zweckmäßiger, die Säulenschalung nur bis an die Voute der Hauptträger anzufertigen und die Trägerschalung durchlaufen zu lassen.

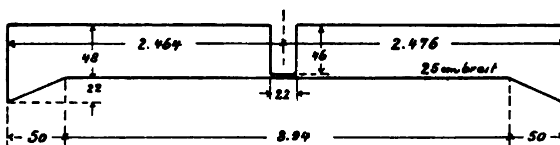
Für das Herrichten der Trägerschalungen wurde eine ähnliche Liste mit Skizzen wie für die Säulen angefertigt, welche sich hinwiederum auf einen entsprechenden Grundriß der Trägerschalung bezog. Die Skizzen stellen eine Schalseite dar, dabei bezieht sich das eingeschriebene Höhenmaß derselben sowie die Maße der Voute auf den fertigen Eisenbetonträger, der Schreiner hat also von selbst die entsprechende Zugabe an Höhe für die Befestigung des Trägerbodens zu machen. Auf jeder Skizze ist außerdem die Breite des fertigen Trägers, welche der Breite des Schalbodens entspricht, eingeschrieben. In Abb. 106 ist ein Teil des Grundrisses für die Trägerschalung dargestellt, im folgenden soll ein Auszug aus der Schalungsliste für die Träger gegeben werden.

Auszug aus der Liste der Trägerschalung.

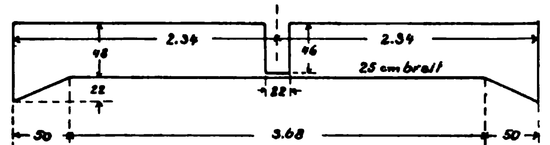
Erdgeschoß.



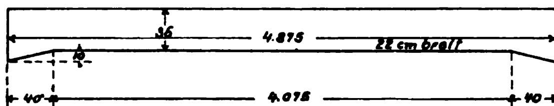
Hauptträger *H*. 4 Stück.



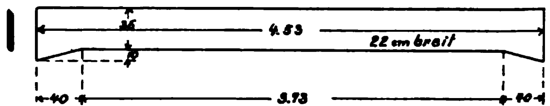
Hauptträger *L*. 30 Stück ganze Kasten + 46 Boden.



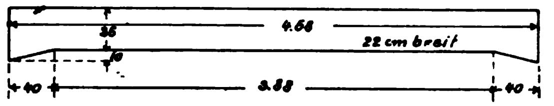
Hauptträger *M*. 92 Stück ganze Kasten + 46 Boden.



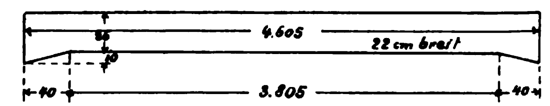
Nebenträger *O*. 16 Stück.



Nebenträger *P*. 16 Stück.



Nebenträger *R*. 16 Stück.



Nebenträger *S*. 234 ganze Kasten + 114 Boden.

Die Stückzahl bezieht sich, wenn nichts Besonderes angegeben, immer auf ganze Kasten.

Wie aus den obigen Skizzen ersichtlich ist, wurde also die Länge der Schalkasten aller derjenigen Träger, welche zwischen Säulen gelegen sind, gleich dem lichten Abstande dieser Säulen gemacht. Die Ausschnitte, welche an Ort und Stelle in den

Säulenschalungen zu machen waren, waren also größer als der Trägerquerschnitt am Ende und zwar in der Breite um die doppelte, in der Höhe um die einfache Bettstärke.

Anders bei den Nebenträgern, welche zwischen Hauptträgern verliefen. Deren Schalkasten hatten eine Länge gleich dem lichten Abstande der Hauptträger vermehrt um die doppelte Dielenstärke der Seiten. Diese Schalungen gingen also nur an diejenigen der Hauptträger heran. Deshalb entsprach auch der an der Hauptträgerseite zu machende Ausschnitt dem Querschnitt des Nebenträgers am Auflager. Auf diese

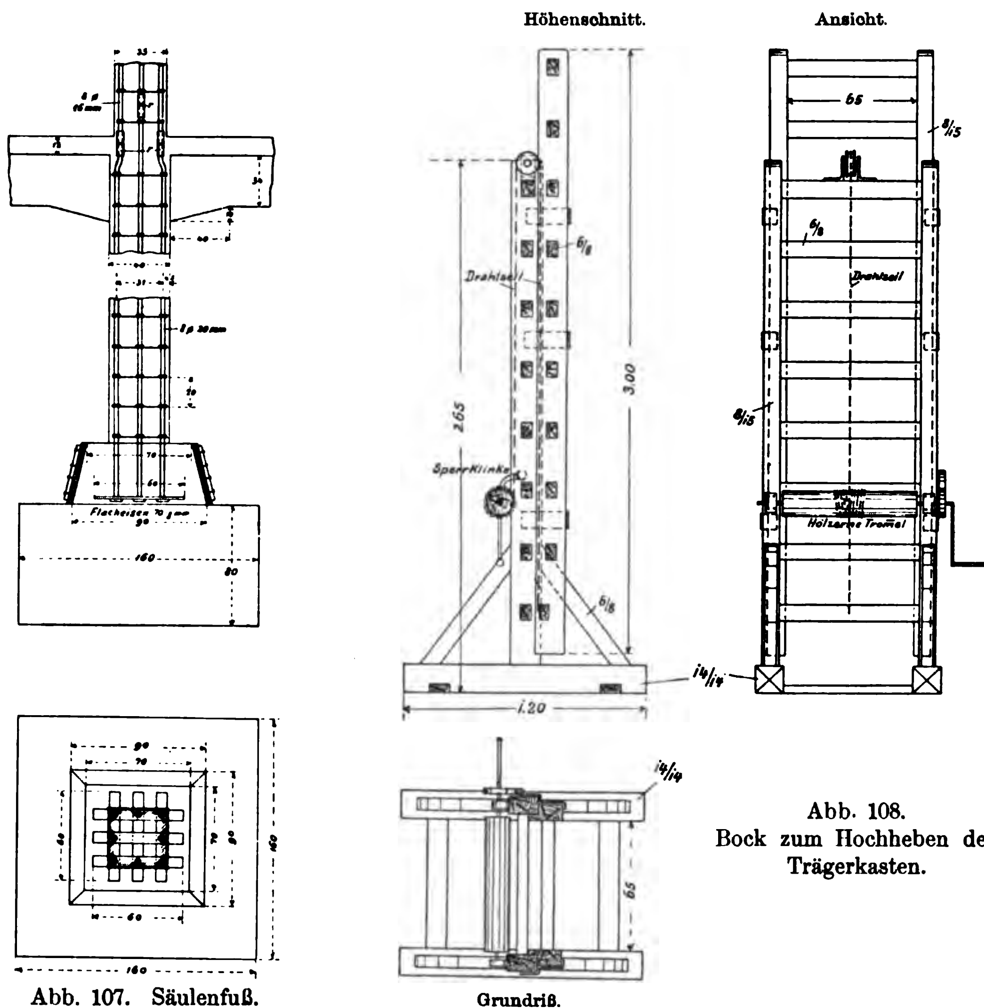


Abb. 107. Säulenfuß.

Abb. 108. Bock zum Hochheben der Trägerkasten.

Weise erhielten die Schalkasten sowohl der Nebenträger, welche zwischen Säulen verliefen, als diejenigen zwischen den Hauptträgern gleiche Länge.

Die Bestellung der Sprießen erfolgte für ein Geschoß, für 1 m² Decke wurde ein Sprieß als nötig erachtet. Die Sprießen durften am dünnen Ende (Ablaß oder Zopfende) nicht weniger als 8 cm Durchmesser haben.

Aufstellung der Schalung. Auf der Baustelle selbst war eine Kreissäge aufgestellt, welche mit dem Antrieb der Mischmaschine gekuppelt war. Selbst bei den günstigen Verhältnissen, daß die Schalung fast fertig auf die Baustelle kam, war die Kreissäge doch von großem Nutzen, weil eben Handarbeit viel zu langwierig und teuer ist.

Nachdem die Säulenfundamente betoniert waren, wurde der bekannte, von der Firma stets angebrachte Flacheisenrost in Mörtel darauf verlegt, auf welchem die Armierungseisen aufstanden, und der zur besseren Druckverteilung auf das Fundament dienen soll. Hernach wurden die einem quadratischen Pyramidenstumpf gleichenden Verschalungskasten für die Säulenfüße aufgestellt und an diese der Anzahl der Eisenstangen entsprechend konische Holzstöpsel befestigt, welche den Raum für die Säuleneisen aussparen sollten (Abb. 107 und 21). Diese Stöpsel mußten nach kurzer Zeit durch Drehen gelockert und nach wenigen Stunden ganz herausgenommen werden. Nach Erhärtung des Fußes wurden die Säulenschalungen, deren Seiten schon vorher auf dem Werkplatze zu einem Kasten mit einer offenen Seite zusammengesetzt worden waren, an Ort und Stelle gebracht, aufgerichtet und mit Schnur und Senkel flüchtig und lotrecht gestellt. Um sie zu halten, wurden sie gegen den Boden sowohl, als auch untereinander selbst abgesteift und verspannt. Nunmehr wurden die senkrechten Armierungseisen (Rundeisen) von oben hereingestellt und die als Querverbindung dienenden Bügel (ebenfalls Rundeisen) am oberen Ende der Säuleneisen in richtiger Zahl und Reihenfolge festgemacht.

Alsdann wurde mit dem Eingeben des Betons durch die offengelassene vierte Seite begonnen. Je nach dem Fortschritt des Betonierens wurden die Bügel von oben herabgelassen und die Einschubbretter heruntergeschoben. Die Betonierung geschah bis zur Höhe der Voute des in die Säule einspringenden Hauptträgers.

Nunmehr erfolgte die Aufstellung der Schalungskasten für die Hauptträger, welche auch wieder auf dem Werkplatze zusammengesetzt worden waren. Zum Aufziehen der schweren Stücke wurden Böcke benutzt, wie sie in Abb. 108 dargestellt sind. Diese Böcke bestehen aus einer festen und einer verschiebbaren Leiter, welche mittels Drahtseil, Holzwelle und Handkurbel bewegt werden kann. Zum Feststellen ist auf der Wellenachse ein Sperrad mit Sperrklinke aufgekeilt. Die Kasten wurden auf die abgelassene Leiter gelegt, hochgehoben und auf die Säulenschalung aufgesetzt, nachdem man vorher die nötigen Ausschnitte aus derselben herausgesägt hatte. Alsdann wurden die Kasten für die Nebenträger mit Seilen hochgezogen und teils auf an die Seitenteile der Hauptträger aufgenagelte Laschen, teils auf die Säulenschalung aufgelegt und in die richtige Lage gebracht. Nun wurden in der Weise, wie es schon früher beschrieben wurde und aus Abb. 53 ersichtlich ist, an den Nebenträgern Laschen aufgenagelt, auf welche die Rahmschenkel gelegt wurden, die die Deckenschalung tragen sollten. Die Länge der Rahmschenkel betrug 2,20 m, ihr Querschnitt 10/10 bis 12/12, ihr Abstand voneinander 1 bis 1,30 m. Hierauf wurde die Deckenschalung aufgelegt.

Nun mußte unverzüglich zur Abstützung des eben aufgebauten Feldes geschritten werden (Abb. 104). Das geschah durch eine eigene Zimmererkolonne. Die stärksten Rundhölzer wurden zur Abstützung der Hauptträger benutzt. Zur besseren Druckverteilung wurde unter eine Sprießenreihe häufig ein durchgehendes Holz gelegt, auf welchem die Sprießen aufstanden. Kleine Differenzen in der Sprießenlänge wurden durch Unterlegen von Brettstücken ausgeglichen. Ein Mann mußte stets oben auf der Schalung sein, damit die Keile unter den Sprießen nur so weit angetrieben wurden, daß die Schalung auf ihre richtige Höhe zu liegen kam. Die Verlängerung zu kurzer Sprießen geschah durch Fassen der Enden mittels zweier oder dreier Laschen. Die Abstützung und Verschalung des Fassadenträgers über dem Erdgeschoß zeigt Abb. 109.

Nachdem das fertiggestellte Feld vom Zimmerpolier nachgesehen worden war, wurde es für die Eiseneinleger freigegeben. Diese begannen damit, in den Haupt- und

Nebenträgern die Bügel einzulegen. Dann erfolgte das Einlegen der Armierungseisen der Hauptträger, hierauf dasjenige der Nebenträger und schließlich die Montage der Deckeneisen. Die Betonierung begann mit dem gleichmäßigen Anfüllen der Hauptträger, dann der Nebenträger und endlich der Deckenplatte.

Das Gebäude war der Länge nach von einer, der Breite nach von vier Ausdehnungsfugen durchzogen und durch diese in 10 getrennte Teile geteilt. Abb. 110 zeigt, wie man bei deren Herstellung zu Werke ging. Damit die Fuge in der Untersicht der Decke klar zu Tage trat, so daß man über die Absicht ihrer Anbringung nicht im Zweifel sein konnte, wurde eine dreieckige Nut hergestellt, indem man auf die Deckenschalung Dreikantleisten aufnagelte. Als Abschluß wurde eine Bohle senkrecht gestellt und gegen sie einseitig betoniert. Nachdem der Beton erhärtet war, wurde die Bohle weggenommen und an die senkrechte Betonfläche mit Öl bestrichenes Packpapier gelegt, worauf der Beton auf der anderen Seite aufgebracht werden konnte.

Nachdem der Beton dieser Seite genügend erhärtet war, wurden die über die Decke hervorragenden Fassadeträger eingeschalt und die beiden Seitenwände mit Drahtschließen untereinander verspannt (Abb. 109).

Abb. 109. Abstützung und Verschalung des Fassadeträgers über dem Erdgeschoß.

Abb. 110. Herstellung der Ausdehnungsfugen.

Umänderung der Schalung des Erdgeschosses für den ersten Stock. Inzwischen waren die Säulen- und Trägerschalungen und die Deckenbretter zum Gebrauch für den ersten Stock hergerichtet und umgeändert worden. Die Bretter wurden sauber von anhängendem Beton befreit und abgekratzt, sowie die beschädigten Teile durch neue ersetzt.

Die Umänderung erstreckte sich bei den Fassadesäulen nur auf die Höhe, da der Querschnitt derselbe blieb. Anders bei den Innensäulen, welche im Querschnitt eine Verringerung erfuhren. Die Säulen *A* 40/40 im Erdgeschoß wurden 35/35 im ersten Stock, diejenigen *B* 30/30 im Erdgeschoß wurden 25/25 im ersten Stock. Es mußten deshalb von den zwei schmaleren Seitenteilen der Säulenkasten 5 cm der Länge nach weggenommen und die Dreikantleisten und Längslatten an einer Seite um 5 cm nach innen hereingesetzt werden. Der Höhe nach mußten die Säulenkasten der Dachneigung wegen um verschiedene Beträge abgenommen werden.

Die Schalungen der Fassadesäulen des ersten Stockes mußten außerdem für den Durchgang der Fassadeträger über dem Erdgeschoß unten entsprechend ausgeschnitten werden.

Der Querschnitt der Träger ist der kleineren Belastung wegen im ersten Stock kleiner als im Erdgeschoß, es mußten deshalb die Trägerböden durch Versetzen der

Auflagerleisten höher gelegt werden. Infolge der kleineren Querschnitte der Träger und Säulen und der daraus folgenden größeren lichten Abstände zwischen den Säulen und Trägern mußten auch die Trägerkasten verlängert werden.

Nachdem so die Schalungen des Erdgeschosses zum Gebrauch für den ersten Stock hergerichtet waren, unterschied sich der weitere Hergang bei der Eingerüstung in keiner Weise von derjenigen des Erdgeschosses.

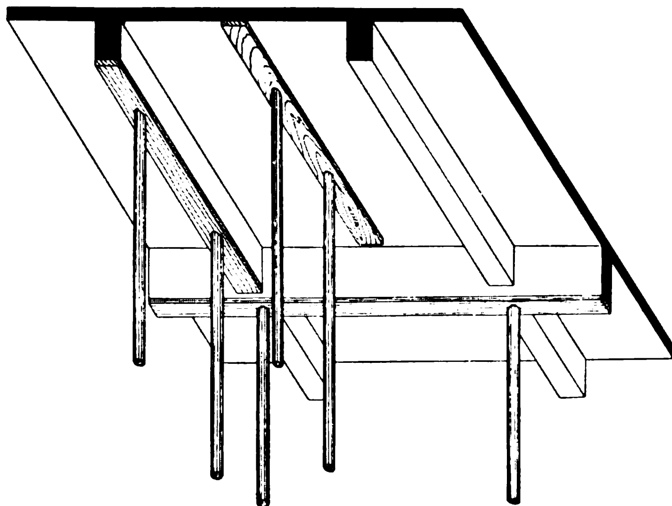


Abb. 111. Unterstützung der Decken nach dem Ausrüsten.

Wegnahme der Verschalung. Das Ausschalen der Säulen, der Trägerseiten und der Deckenplatte wurde gleichzeitig vorgenommen, und zwar gewöhnlich nach 3 bis 6 Tagen, und geschah felderweise. Die Wegnahme der Säulenschalung geschah durch Herausdrehen der Muttern aus den Mutterschrauben, worauf letztere herausgezogen und die Seitenteile einzeln weggenommen werden konnten. Damit man die Deckenschalung abnehmen konnte, mußten die an den Trägerseiten mit Nägeln befestigten Laschen, auf welchen die die Deckenschalung tragenden Rahmschenkel auflagen, weggebrochen werden, was mit Hilfe eines



Abb. 112.

meißelartigen Hebels geschah; hierdurch kamen zu wiederholten Malen Beschädigungen der Seitenteile vor. Schließlich wurden die Seitenteile der Träger durch Herausdrehen der sie mit dem Boden verbindenden Holzschrauben weggenommen. Die Böden der Träger wurden etwa 4 bis 5 Wochen an ihrer Stelle belassen, diejenigen der 10 m weit gespannten Hauptträger sogar 8 Wochen (Abb. 111).

Abb. 112 zeigt das Bauwerk in dem Zustande, daß im vorderen Teile die Decken, Träger und Säulen ausgeschalt sind und nur noch einige Sprießen unter den Trägern

stehen gelassen wurden. Im hinteren Teile sieht man noch die Verschalung der Säulen des I. Stockwerks.

In der Mitte des Bildes, über das Gebäude hervorragend, ist einer der beiden elektrischen Aufzüge für das Aufziehen des Betons sichtbar. Im Bilde rechts sieht man die zwei Aufgangsrampen für das Zubringen der Schalung und der Eiseneinlagen.

Für das Ausschalen wurde eine eigene Arbeiterkolonne eingelernt, weil dasselbe mit größter Sorgfalt geschehen muß, um Beschädigungen der Bauteile und der Schalung selbst sowie Unglücksfälle möglichst zu verhindern.

Die mit dem Beton in Berührung kommenden Seiten der Schalbretter waren gehobelt, eine besondere Behandlung, als Bestreichen mit Öl oder Seife oder Belegen mit Papier, konnte als überflüssig gelten, da ein Hängenbleiben des Betons nur in seltenen Fällen stattfand.

---

f) Schalung bei Balkenbrücken.

Bearbeitet von Ingenieur **Otto Rappold** in Stuttgart.

Der Baustoff für die Herstellung der Eingerüstungen der Balkenbrücken besteht fast ausschließlich aus Holz. Bei der beschränkten Spannweite der aus Eisenbeton möglichen Balkenbrücken wird man kaum einmal zur Verwendung von Eisen greifen müssen.

1. Zweck der Eingerüstung.

Der Zweck der Eingerüstung besteht darin:

a) die Last des Betons und des Eisens so lange aufzunehmen, bis der Verbundkörper so weit erhärtet ist, daß er sich selbst zu tragen vermag;

b) die Form für die Herstellung der Tragekonstruktion abzugeben.

Diese beiden Funktionen werden bei jeder Einrüstung von zwei getrennten Teilen erfüllt, dem eigentlichen Tragegerüste und der darauf aufgebauten Verschalung der Verbundkonstruktion.

2. Einteilung der Eingerüstungen.

Je nach der Art und Weise der Unterstützung des Holztragwerkes kann man unterscheiden:

a) feste Gerüste,

b) freitragende Gerüste.

Die festen Gerüste weisen Zwischenstützen auf. Dieselben bestehen in Flußbetten aus eingerammten Pfählen, am Lande aus Pfosten, welche auf Querschwellen aufgelagert sind; die letzteren müssen eine solch große Grundfläche besitzen, daß der Bodendruck innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt.

Die Pfähle und Pfosten werden mittels einfacher oder doppelter Zangen gegen seitliche Verschiebungen verbunden und zu einem Joche zusammengefaßt.

Die freitragenden Gerüste bestehen aus Hängewerks- und Sprengwerkskonstruktionen, als Stützpunkte werden die Widerlager oder Mittelpfeiler oder Auskragungen an diesen benutzt.

In anderer Hinsicht kann man bezüglich der Verschiedenheit der eigentlichen Verschalung für die Formgebung der Verbundkonstruktion unterscheiden:

a) Schalung bei Plattenbrücken,

b) Schalung bei Plattenbalkenbrücken,

c) Schalung bei Balkenbrücken mit seitlichen Vollwandträgern,

d) Schalung bei Fachwerkbrücken.

Diese Einteilung soll auch nachher bei der Besprechung ausgeführter Beispiele maßgebend sein.

3. Bedingungen der Eingerüstung.

Das vollkommene Schalgerüst soll folgende Bedingungen erfüllen:

a) Es soll eine Vorrichtung aufweisen, welche gestattet, die Schalung für die Formgebung ablassen und auf diese Weise vom Beton frei machen zu können. Auch sonst sollen alle Schalteile so zusammengesetzt sein, daß sie leicht, ohne Anwendung

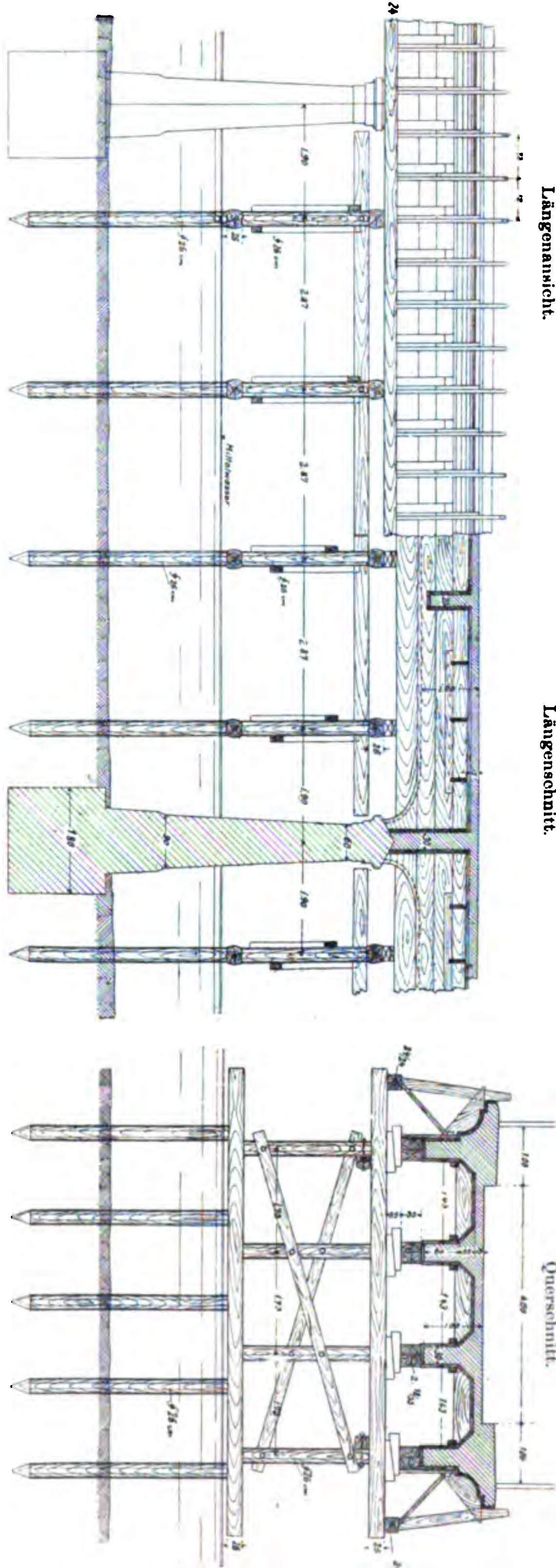


Abb. 1. Eingerüstung der Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen.

von Gewalt, beseitigt werden können unter Vermeidung jeglicher Beschädigung des Betons.

b) Es soll so angeordnet und konstruiert sein, daß Formänderungen des Gerüstes auf das zulässige Minimum beschränkt werden.

Die unter a) genannte Absenkungsvorrichtung besteht bei den Eisenbetonbalkenbrücken fast ausschließlich aus Eichenholzkeilen, selten aus Sandtöpfen.

4. Verbindung der Gerüst- und Schalteile.

Bei der Einfachheit der für die Balkenbrücken anzuwendenden Gerüstkonstruktionen ist auch die Verbindung der Rüsthölzer an den Knotenpunkten verhältnismäßig einfach. Damit eine regelrechte Übertragung der in den Hölzern wirkenden Kräfte stattfinden kann, sind die Verbindungen beim Zusammentreffen zweier oder mehrerer Hölzer mit Sorgfalt herzustellen. Die Streben werden mit den Unterzügen und Pfosten meist versatzt oder verschraubt, während die Pfosten mit Zapfen in die Unterzüge und Schwellen eingelassen sind. Sehr häufig stoßen die Hölzer auch nur stumpf zusammen, und die nötige Verbindung wird durch Spitzklammern und Mutterschrauben, sowie durch Laschen aus Blech oder Holz hergestellt. Die Quer- und Längsversteifungshölzer der Gerüste werden mit den Pfosten verschraubt, auch teilweise in dieselben eingelassen.

Die Verbindung der Schalstücke für die Formgebung selbst geschieht mit denselben Mitteln, wie sie schon bei der Schalung im Hochbau aufgeführt wurden.

5. Berechnung der Eingerüstungen.

Die Kräfte, welche auf das Gerüst einwirken, bestehen aus dem Gewicht des Betons und des Eisens, demjenigen der Schalung, sowie einer zufälligen Last, welche sich aus dem Gewicht der Arbeiter und demjenigen etwa aufliegender Baumaterialien zusammensetzt. Damit man den dynamischen Einwirkungen Rechnung trägt, welche durch die Stampfstöße, das Einwerfen des Betons und überhaupt durch den Baubetrieb auf der Schalung hervorgerufen werden, wird bisweilen verlangt, daß man das $1^1/_2$fache Betongewicht für die Bemessung der Gerüststärke in Rechnung zieht.

In den meisten Fällen muß das Gerüst schon aus praktischen Rücksichten stärker gemacht werden, als es die Rechnung erfordert, es wird beim Entwurf desselben auch stets so vorgegangen, daß man das Gerüst zuerst konstruiert und erst dann auf seine genügende Bemessung prüft.

6. Ausgeführte Beispiele.

a) Schalung bei Plattenbrücken.

Dabei handelt es sich um Überbrückung ganz kleiner Spannweiten, die provisorische Stützung der Schalung erfolgt mit Streben, überhaupt unterscheidet sich die dabei befolgte Einrüstung in nichts von derjenigen gleichartiger Tragekonstruktionen im Hochbau. Die Anführung eines Beispiels kann daher unterbleiben.

b) Schalung bei Plattenbalkenbrücken.

Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen (Württemberg).

Das von der Betonbauunternehmung H. Rek in Stuttgart ausgeführte Bauwerk überbrückt die Donau beim Ort Blochingen mit fünf Öffnungen, von denen die drei mittleren Spannweiten von 12,50 m, von Mitte zu Mitte Pfeiler gemessen, die beiden



Abb. 2. Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen. Eingerüstung der ganzen Brücke.

seitlichen solche von 10 m aufweisen. Die lichte Brückenbreite zwischen den Geländern beträgt 6 m, wovon 4 m auf die Fahrbahn und je 1 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen.

Die Abb. 1 bis 4 geben die Eingerüstung der Brücke wieder. Abb. 1 zeigt Quer- und Längenschnitt bei einer Mittelöffnung, Abb. 2 gibt eine Ansicht der Gerüstung der ganzen Brücke, Abb. 3 zeigt die Rüstung der Mittelöffnungen, und schließlich hat man in Abb. 4 eine Aufsicht auf die Verschalung der Fahrbahn.

Im folgenden soll die Eingerüstung einer Mittelöffnung besprochen werden.

Die Unterstützung zwischen zwei Pfeilern wurde aus vier Pfahljochen gebildet, welche der Höhe nach aus zwei Teilen zusammengesetzt waren. Der untere Teil

bestand aus fünf Rundpfählen von 26 cm Durchmesser, welche etwa 1,5 m tief in den Boden gerammt wurden. Die Pfähle reichten etwas über Mittelwasser und waren durch



Abb. 3. Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen. Eingerüstung der Mittelöffnungen.

Holme verbunden. Darauf stand der obere Teil, bestehend aus vier Pfosten von demselben Durchmesser, die wieder mit einem Holme zusammengefaßt waren.

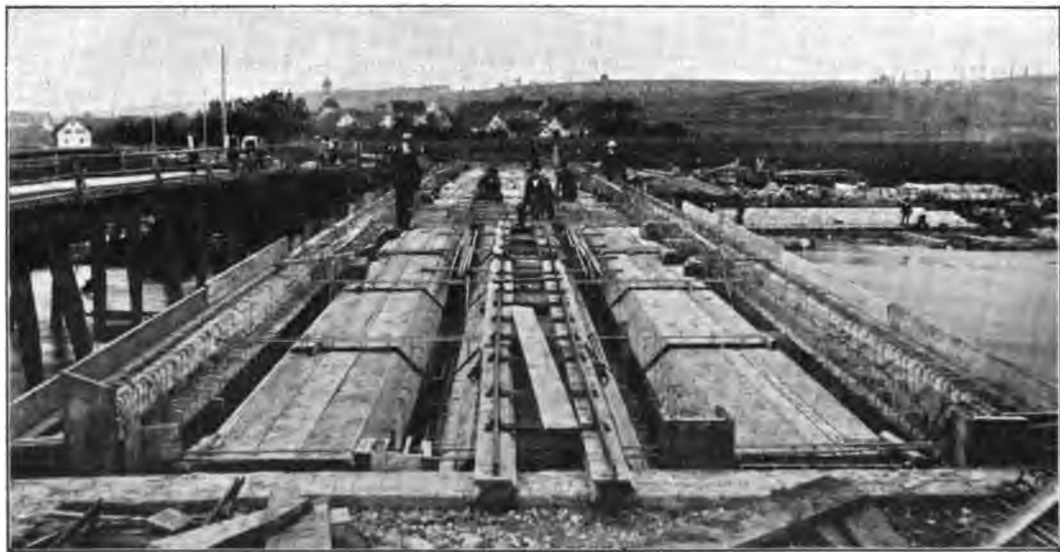


Abb. 4. Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen. Aufsicht auf die Verschalung der Fahrbahn.

Den Träger der eigentlichen Schalung bildeten Unterzughölzer von 18/35 cm Querschnitt, welche zu je zweien unter einen Träger gelegt wurden. An ihrem Ende mußten

diese Hölzer der Verstärkung der Träger daselbst entsprechend gekrümmt zugeschnitten werden.

Die Unterzughölzer ruhten nicht unmittelbar auf den Holmen, sondern zwischen beide wurden Doppelkeile als Absenkungsvorrichtung eingelegt. Dieselben dienten zum genauen Festlegen der Schalung der Höhe nach und beim Ausrüsten zum Ablassen der Schalung durch Losschlagen der Keile.

Auf den Doppelhölzern lag die Bodenschalung der Träger und stand auch unmittelbar deren Seitenschalung.

Zur Aufnahme der Deckenschalung dienten Ripphölzer, welche zur Bildung der Deckenvoute an den Enden abgeschrägt waren und auf Leisten ruhten, welche an die Trägerschalung festgenagelt waren.

Die profilierte Stirn der äußeren Träger mußte mit schmalen Riemen verschalt werden, welche im Abstande von 0,72 m auf entsprechend zugeschnittenen Ripphölzern aufgelegt wurden. Diese Ripphölzer wurden gegen ein auf den Holmenden aufgelegtes Holz von 24/24 cm im Querschnitt abgesteift, gegen welches auch die äußere Seitenverschalung des Stirnträgers gestützt war.

Im Längenschnitt sind noch die Verschalungen der Querversteifungsträger ersichtlich.

Straßenbrücke über die Brenz in Heidenheim (Württemberg).[1]

Diese Brücke dient zur Überführung der Nachbarschaftstraße von Mergelstetten nach Heidenheim über die Brenz, sie wurde im Jahre 1902 von der Firma Luipold u. Schneider, damals in Basel, erbaut und war eine der ersten und damals weitestgespannten Balkenbrücken in Eisenbeton.

Die Brücke hat drei Öffnungen, die mittlere davon besitzt eine lichte Weite zwischen den Pfeilern von 14,10 m, die seitlichen Öffnungen solche von je 7,58 m zwischen Pfeiler und Widerlager. Die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 8 m, wovon 5 m auf die Fahrbahn und je 1,50 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen.

Die Einrüstung der Mittelöffnung verdient besonderes Interesse und soll hier besprochen werden. Die Abb. 5 und 6 zeigen Längenschnitt und Querschnitt derselben. Damit der Wasserdurchfluß nicht in erheblicher Weise gehindert wurde, mußte von Gerüsteinbauten in das Flußbett abgesehen werden, und es wurde deshalb die Erstellung eines freitragenden Gerüstes beschlossen.

Die Konstruktion der Binder kann als Kombination eines Sprengwerks und eines Hängewerks angesehen werden. Das Sprengwerk ist ein doppeltes Trapezsprengwerk mit Spannriegel. Der auf dem Spannriegel liegende Horizontalbalken trug die Verschalung der Deckenplatte, während die tieferliegende Verschalung für die Träger durch Doppelzangen vom Querschnitt 10/25 cm getragen wurde, welche in Auflagerhöhe durchliefen und in die Streben des Sprengwerks eingelassen und mit ihnen verschraubt waren. In der Mitte der Spannweite waren die Doppelzangen noch mittels eines kleinen Dreieckhängewerks an den Spannriegel und den Horizontalbalken hinaufgehängt.

Die Sprengwerkstreben stemmten sich gegen Klebepfosten vom Querschnitt 15/18 cm, welche sich an die genügend starken Mittelpfeiler lehnten, und waren mit den Pfosten versatzt. Die Hauptstreben hatten Querschnitte von 15/25 cm, die Nebenstreben solche von 15/20 cm.

---

[1] Heft 1 der Studienhefte von Prof. Schmid in Stuttgart. Die Brenzbrücke in Heidenheim.

Die Entfernung der Binder ergab sich aus dem Abstande der Betoneisenträger, sie betrug für die vier inneren Binder 1,35 m, an den Stirnbindern nur 1,23 m.

Auf den Doppelzangen ruhten in Abständen von 75 cm Querhölzer vom Querschnitt 12/12 cm, auf welchen die Schalungen für die Betoneisenträger aufgestellt waren. Die horizontale Diele, welche als Bodenschalung diente, lag mit ihren Seiten auf zwei durchlaufenden Leisten auf, welche auf den Querhölzern aufruhten. Die Dielen für die Schalungen der Seitenwände standen unmittelbar auf den Querhölzern. Ihre Aufstellung erfolgte nicht gleich bei allen Seitenwänden auf die ganze Höhe, sondern nur bei den Stirnseiten und einem Teil der Innenseiten, damit man für das Einlegen

Abb. 5. Längenschnitt.

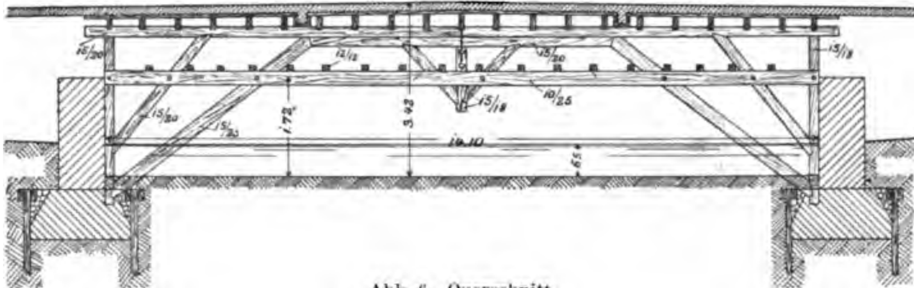


Abb. 6. Querschnitt.

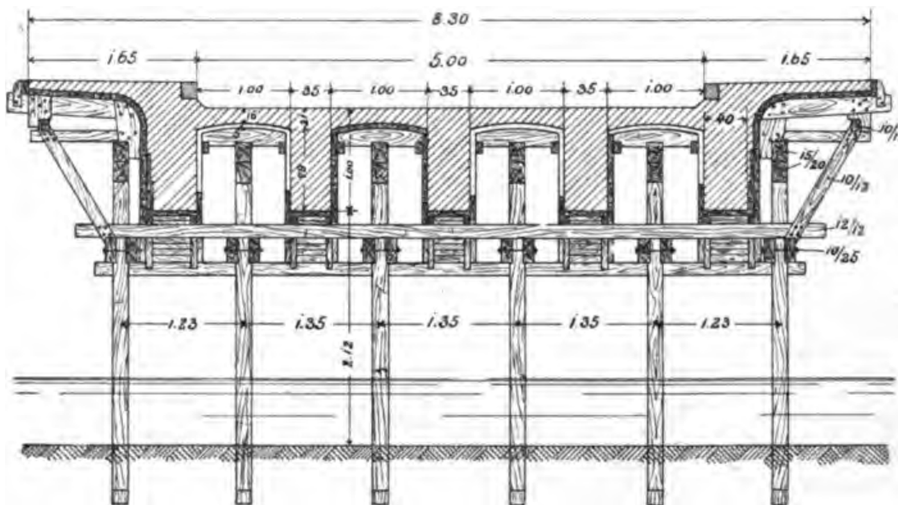


Abb. 5 u. 6. Einrüstung der Straßenbrücke über die Brenz in Heidenheim.

der Armierungseisen und für das Einbringen des Betons noch genügend Bewegungsfreiheit hatte. Im übrigen wurden die Seitenschalungen dem Fortschreiten des Betonierens entsprechend allmählich hochgeführt.

Die Ripphölzer, welche die Verschalung der Deckenplatte trugen, waren mit 70 cm Abstand auf die Horizontalbalken gestellt und in sie eingelassen. An ihrem Ende lagen sie auf durchgehenden Leisten auf, welche an die Seitenschalung der Träger festgenagelt waren.

Entsprechend der Wölbung der Unterfläche der Deckenplatte mußten die Ripphölzer oben gekrümmt zugeschnitten werden. Aus demselben Grunde bestand die aufgelegte Deckenschalung aus schmalen Riemen.

In ähnlicher Weise wurde die Unterseite des Gehweges eingeschalt. Dabei wurden die Ripphölzer unter Vermittlung zweier Brettstücke einerseits von dem äußeren Binder, anderseits von einer Schwelle vom Querschnitt 12/12 cm getragen, welche mittels Bug und Kopfband gegen die Doppelzangen des Außenbinders abgestützt war.

Besondere Vorrichtungen für die Absenkung der Schalung waren nicht angebracht.

Überfahrtsbrücke bei Schärding (Österreich).

Diese Brücke wurde von der Unternehmung Rella u. Neffe in Wien erbaut und führt als Straßenbrücke zweiter Klasse bei km 119,1 der Strecke Steinach—Schärding der k. k. Staatsbahn über ein Gleis hinweg. Sie hat drei Öffnungen. Das Mittelfeld

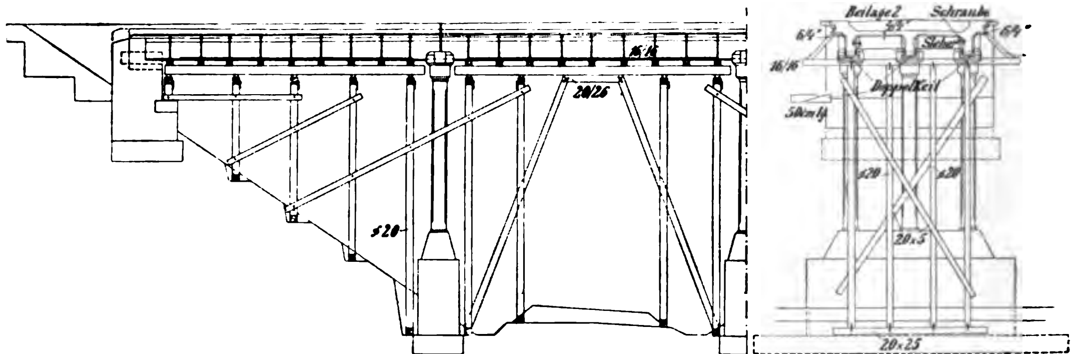


Abb. 7. Einrüstung der Überfahrtsbrücke bei Schärding.

hat eine Spannweite von 8,90 m, die beiden Seitenöffnungen solche von je 7,70 m. Die Breite der Fahrbahn beträgt 4 m. Die Zwischenpfeiler bestehen aus je drei Eisenbetonsäulen entsprechend der Anzahl der Träger.

Die Abb. 7 und 8 zeigen die Einrüstung in den Schnitten und im Bilde.

Die Abstützung der Schalung auf den Boden geschah durch Stieljoche mit je vier Stielen von 20 cm Durchmesser, welche oben durch einen Holm verbunden waren und unten auf einer Fußschwelle aufstanden. Bei den Seitenöffnungen mußten zur Auflagerung der letzteren kleine Terrassen an den Einschnittsböschungen ausgehoben werden.



Abb. 8. Überfahrtsbrücke bei Schärding. Rüstung derselben.

Der Abstand der Joche betrug 1,60 m. Die Längsversteifung geschah durch gruppenweises Zusammenfassen von Stielen mit Zangenhölzern, während die Querversteifung durch Anbringen von Andreaskreuzen erfolgte. Auf den Jochholmen lagerten Unterzughölzer von 26 cm Höhe und 20 cm Breite, welche Querschwellen vom Querschnitt 16/16 cm und in 0,90 m Abstand trugen. Die

Querschwellen ragten genügend über die Brückenstirnen heraus, damit auf sie die Stirnverschalungen abgestützt werden konnten.

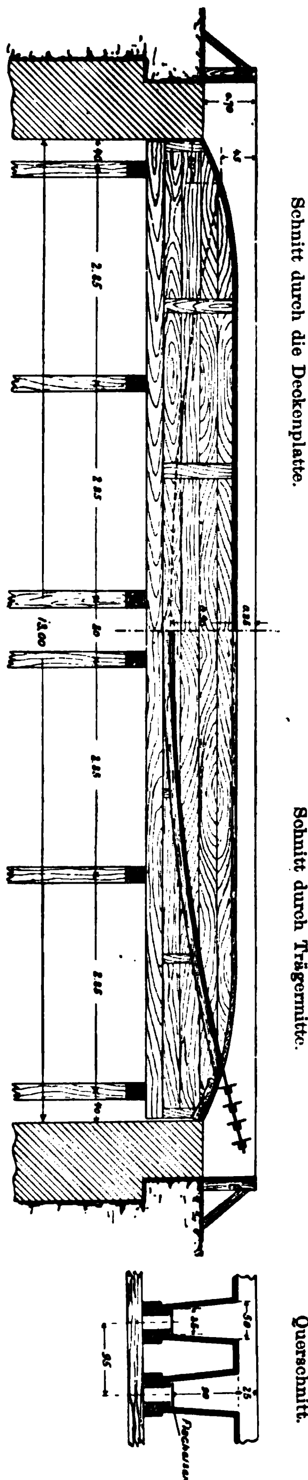


Abb. 9. Überbrückung der Pleiße am Thomasring in Leipzig. Einrüstung.

Auf die Querschwellen wurden die Bohlen für die Trägerboden gelegt und auf diese die Seitenschalung für die Träger aufgestellt.

Für die Fortführung des Bahnverkehrs mußte das Lichtraumprofil über den Schienen freigehalten werden, was bei der großen verfügbaren Konstruktionshöhe durch ein Sprengwerk mit eingefügtem Spannriegel leicht erreicht werden konnte.

Das Ablassen der Schalung erfolgte mit Hilfe von Doppelkeilen.

Überbrückung der Pleiße am Thomasring in Leipzig nach Bauweise Möller.

Diese Überdeckung hat eine Spannweite von 11 bis 14,60 m. Sie wurde auf vorhandenen Widerlagsmauern erstellt und von der Firma Rudolf Wolle in Leipzig ausgeführt.

Abb. 9 zeigt die Einrüstung in den Schnitten an einer Stelle, wo die Weite zwischen den Widerlagsmauern 13 m betrug.

Die Seitenschalungen der Träger wurden als Dielwände aufgeführt, welche ihrer Länge nach auf Hölzern standen, die zwischen die Widerlagsmauern gelegt waren. Die obere Begrenzung der Wand mußte nach der Form der Deckenplatte zugeschnitten werden. Auf der Innenseite der Dielwände wurden Leisten genau nach der fischbauchartigen Krümmung der Unterseite der Träger aufgenagelt und darauf die Flacheisen gelegt, welche die Armierung bildeten und die Verschalung des Trägerbodens ersetzten. Die Schalung der Deckenplatte wurde auf die Trägerschalwände aufgenagelt. Vom Übergang der unteren Begrenzung des Trägers in die Deckenplatte an bildete sie eine durchgehende Fläche. Abb. 10 zeigt die Verschalung im Lichtbilde.

c) Schalung bei Balkenbrücken mit seitlichen Vollwandträgern.

Rohrsteg über die Ostrawitza bei M.-Ostrau (Österreich).

Derselbe wurde zur Überführung der beiden 500 mm im lichten weiten Druckrohre der neuen Wasserleitung der Stadt M.-Ostrau über die Ostrawitza erbaut und dient gleichzeitig dem Personenverkehr. Die Ausführung geschah durch die Betonbauunternehmung Rella u. Neffe in Wien.

Die Brücke hat drei Öffnungen zu je 20 m Spannweite und ist zwischen den Geländern 2 m breit. Die

beiden Vollwandträger sind durch eine Bodenplatte verbunden, auf welcher die Rohre aufliegen. Darüber liegt, auf den Trägern ruhend, die Gehwegplatte.

Die Fundierung der Pfeiler erfolgte auf Zwillingssenkbrunnen von je 2 m Durchmesser. Die ganze Tragkonstruktion wurde in drei aufeinanderfolgenden Tagen betoniert; als die Brücke etwa 10 Wochen im Gerüste stand, wurde durch ein plötzliches Hochwasser das ganze Gerüst des Mittelfeldes weggeschwemmt, ohne daß das Objekt Schaden nahm.



Abb. 10. Überbrückung der Pleiße am Thomasring in Leipzig. Einrüstung.

Berechnung der Einrüstung.

Für die Berechnung der Einrüstung wurden für 1 lfd. m in Rechnung gesetzt:

für den Beton	1600 kg
„ die Einschalung	250 „
„ die zufällige Belastung während des Betonierens . .	300 „
zusammen	2150 kg.

Von den vier Unterzügen werden die beiden mittleren am meisten belastet, und es entfällt auf diese:

$$P = \frac{2150 \times 0{,}60}{1{,}00} = 1290 \text{ kg für 1 lfd m.}$$

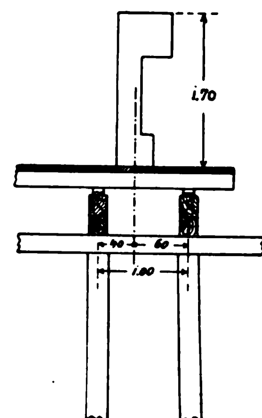
Durch die Anordnung der Querhölzer und durch die Keile wird die Belastung in Einzellasten auf die Unterzüge übertragen.

Berechnung des Unterzuges. Die durch die Querhölzer übertragenen Einzellasten sind:

$$P = 1290 \times 0{,}92 = 1190 \text{ kg.}$$

Als in Rechnung zu ziehende Spannweite des Unterzuges wurde die Weite zwischen den Streben angenommen und außerdem noch der Unterzug als teilweise eingespannt berechnet, man hatte dann:

$$M = \frac{3}{16} \cdot P \cdot l = 40\,000 \text{ kgcm.}$$



Der Querschnitt der Hölzer betrug 20/25 cm, wobei das größere Maß die Höhe darstellt, daher ist das Widerstandsmoment:

$$W = 2080 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung:

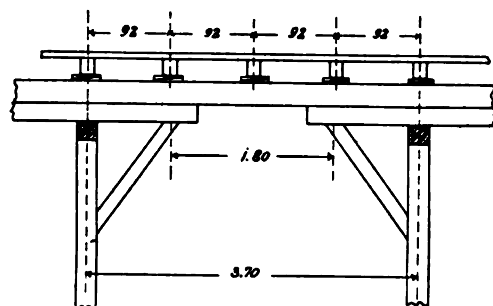
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{40\,000}{2080} = 19{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

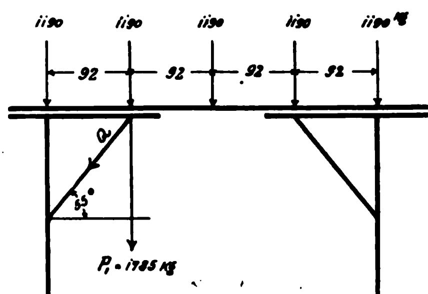
Berechnung der Streben. Auf die Strebe kommt eine senkrechte Belastung von:

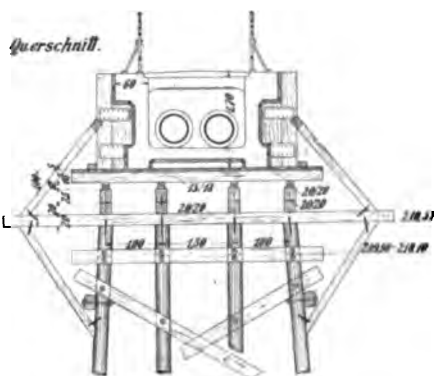
$$P_1 = 1190 + 595 = 1785 \text{ kg.}$$

Damit ist die in der Strebe wirkende Kraft:

$$Q = \frac{1785}{\sin 55^\circ} = 2180 \text{ kg.}$$







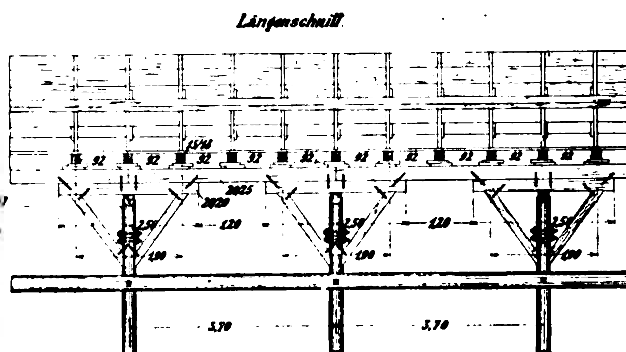


Abb. 11. Einrüstung des Rohrstegs über die Ostrawitza bei M.-Ostrau.

Der Querschnitt der Strebe ist 12/12 cm, also Querschnittfläche $F = 144 \text{ cm}^2$, somit Druckspannung in der Strebe:

$$\sigma = \frac{2180}{144} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Pfähle. Die auf die mittleren Pfähle kommende Last beträgt:

$$P = 1290 \times 3{,}70 = 4773 \text{ kg.}$$

Die Pfähle haben einen Durchmesser von 24 cm, somit $F = 452\ \text{cm}^2$ und die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{4773}{452} = 11\ \text{kg/cm}^2.$$

Mit Rücksicht darauf, daß teilweise gebrauchtes Holz für die Rüstung in Verwendung kam, wurden nur geringe Beanspruchungen in Rechnung gezogen.



Abb. 12. Rohrsteg über die Ostrawitza bei M.-Ostrau. Einrüstung sämtlicher Öffnungen.

Beschreibung der Eingerüstung. Die Abb. 11 zeigt den Einschalungsplan im Querschnitt und in der Längenansicht. Die Abb. 12 gibt ein Bild der Einrüstung sämtlicher drei Öffnungen, in Abb. 13 ist eine Aufsicht auf die Brückenrüstung dargestellt, welche zugleich das für die Betonzufuhr erstellte Rollbahngerüst sehen läßt, und schließlich zeigt Abb. 14 die Rüstung der Mittelöffnung.



Abb. 13. Rohrsteg über die Ostrawitza bei M.-Ostrau. Aufsicht auf die Brückenrüstung.

Das Untergerüst einer Öffnung besteht aus fünf Pfahljochen mit je vier in das Flußbett gerammten Pfählen von 24 cm Durchmesser. Die beiden äußeren Pfähle wurden der größeren Steifigkeit des Joches wegen leicht schräg geschlagen. Oben wurden die Pfähle durch einen Holm verbunden und außerdem durch Doppelzangen

und Andreaskreuze seitlich versteift. Auf den Holmen lagen Unterzughölzer von 25 cm Höhe und 20 cm Breite, welche über den Pfahljochen durch 2,50 m lange Sattel-

Abb. 14. Rohrsteg über die Ostrawitza bei M.-Ostrau. Einrüstung der Mittelöffnung.

Längenschnitt.

Querschnitt.

Abb. 15. Einrüstung der Wegeüberführung bei Grimmelfingen.

hölzer vom Querschnitt 20/20 cm verstärkt waren, die mit Kopfbändern gegen die Pfähle abgestützt wurden. Dadurch wurde die freie Weite der Unterzughölzer von 3,70 m auf 1,80 m reduziert. Auf den Unterzügen befand sich die aus Doppelkeilen bestehende

Ausrüstungsvorrichtung, auf ihr ruhten in Abständen von 0,92 m Querhölzer von 18 cm Höhe und 15 cm Breite auf, welche die Schalung für die Formgebung trugen. Auf den Querschwellen wurde ein durchgehender Boden aus 5 cm starken Bohlen aufgelegt, der zugleich die Bodenschalung für die Träger abgab. Zur Aufnahme der Stirnverschalung der letzteren wurden auf jede Querschwelle Ripptafeln, aus zwei zusammengelaschten Dielstücken bestehend, aufgestellt und untereinander durch Hölzer versteift, die mit ihrem halben Querschnitt in die Ripptafel eingeschnitten waren. Die Verspannungshölzer wurden gegen die Querschwellen und Holme abgestützt. An ihrem Fuße war der Ripptafel durch eine durchgehende, auf den Schalboden aufgenagelte Leiste ein Halt geboten.

Die etwas höher als die Trägerunterkante liegende Bodenplatte mußte eigens zwischen aufgelegten Rahmschenkeln verschalt werden.

Sämtliche Hölzer wurden untereinander gut verklammert.

Wegeüberführung bei Grimmelfingen (Württemberg).

Diese Brücke überführt einen Weg über die zweigleisige Eisenbahnlinie Ulm—Friedrichshafen der Königl. Württembergischen Staatsbahnen in der Nähe des Ortes Grimmelfingen. Die lichte Breite der Brücke zwischen den Hauptträgern beträgt 4,50 m, ihre lichte Weite zwischen den Widerlagsmauern 9 m.

Die Konstruktionshöhe war eine sehr beschränkte, deshalb konnte eine gewöhnliche Plattenbalkenkonstruktion nicht zur Anwendung kommen, sondern es wurden seitliche Vollwandträger ausgeführt, die über die Fahrbahn emporragten und teilweise als seitlicher Abschluß des Gehweges dienten.

Die Abb. 15 zeigt die Einrüstung für die Brücke im Quer- und Längenschnitt.[1]) Wie aus dem Längenschnitt ersichtlich ist, konnte über dem einen Gleis eine normale Rüstung aufgestellt werden, weil der auf demselben sich abwickelnde Verkehr auf das andere Gleis übergeleitet wurde. Über dem in Betrieb befindlichen Gleis waren jedoch die Zwischenräume zwischen dem Lichtraumprofil, der Tragekonstruktion und den Widerlagsmauern sehr knapp bemessen.

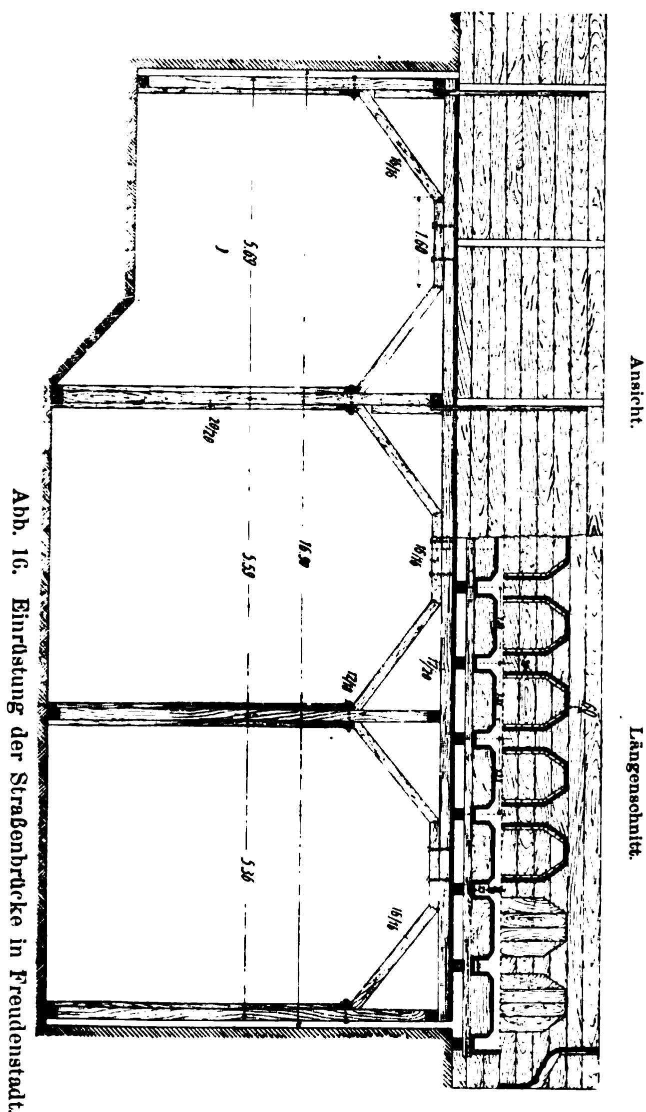
Für die Unterstützung der Formgebungsschalung wurden drei Joche aufgebaut, eins wenig seitlich der Mitte, die beiden anderen als Klebejoche an den Widerlagsmauern. Jedes Joch bestand aus fünf Jochpfosten von 18/18 cm Querschnitt, wovon je zwei unter die Hauptträger, der fünfte Pfosten in die Mitte zwischen den Hauptträgern zu stehen kam. Um den Jochen senkrecht zur Brückenachse die nötige Seitensteifigkeit zu geben, wurden die zwei Felder zwischen dem mittleren und den beiden anliegenden Pfosten mit Streben ausgefüllt, die von oben nach unten auseinanderliefen. Die Pfosten waren in $^2/_3$ ihrer Höhe von einer durchlaufenden horizontalen Zange gefaßt und mit ihr verschraubt. In $^1/_4$ der Pfostenhöhe waren zwei weitere einfache Zangen angebracht, welche je die zwei äußeren Pfosten und die anliegende Strebe zusammenfaßten.

Die Jochpfosten standen auf einer Unterlagschwelle auf, die bei den äußeren Jochen auf der betonierten Grabensohle ein festes Auflager fand, beim mittleren Joch jedoch auf besonders eingerammte Pfähle gelegt werden mußte.

Die Unterzüge für die Auflagerung der Querschwellen waren aus Doppelzangen gebildet, welche zwischen dem mittleren und rechtseitigen Joche nochmals durch zwei Streben unterstützt wurden, die sich gegen den Fuß der Jochpfosten stemmten.

---

[1]) Beton u. Eisen 1903, Heft II.



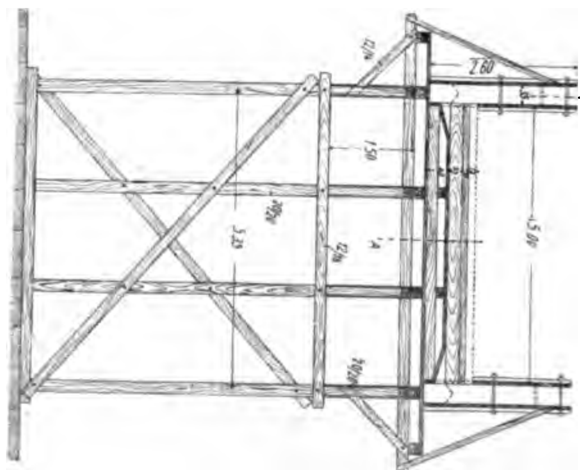


Abb. 16. Einrüstung der Straßenbrücke in Freudenstadt.

Über dem im Betrieb befindlichen Gleise mußten die beiden mittleren Querschwellen auf die auskragenden Doppelzangen gelagert werden, welche mit Kopfbändern auf die Pfosten abgestrebt waren. Damit ein Ausknicken der Pfosten infolge der Druckeintragung der Streben verhindert werde, wurde auf der rechten Seite ein weiteres, die Pfosten und Streben verbindendes Zangenpaar angebracht, während auf der anderen Seite die Einlage eines Holzes zwischen Jochpfosten und Widerlagsmauer genügte.

Die Unterkante der Hauptträger verläuft horizontal, während die Nebenträger entsprechend dem Ansteigen der Fahrbahn gegen die Brückenmitte allmählich höher zu liegen kamen.

Die Bodenschalung der Hauptträger, welche aus starken Bohlen bestand, konnte also direkt auf die Querschwellen verlegt werden, während zur Herstellung eines Dielbodens, der zugleich die Bodenschalung für die Nebenträger abgeben sollte, zwischen den Hauptträgern eine Aufsattlung der Querschwellen erfolgen mußte, welche von den Auflagern gegen die Brückenmitte allmählich höher wurde. Auf den Dielboden wurden die Ripphölzer aufgestellt, welche für den Abstand der Seitenschalungen der Nebenträger maßgebend waren, und die Bretter der Trägerseiten daran angenagelt. Dann brachte man die Deckenschalung auf.

Die Stirnverschalung der Hauptträger wurde durch Pfosten vom Querschnitt 8/8 cm gehalten und gegen die Querschwellen abgestützt.

d) Schalung bei Fachwerkbrücken.

Straßenbrücke in Freudenstadt (Württemberg).

Diese Brücke führt über einige Gleise des Rangierbahnhofs Freudenstadt hinweg. Sie ist eine Pfostenfachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn, hat eine lichte Weite von 16,9 m und eine Breite zwischen den Hauptträgern von 5 m. Bei jedem Pfosten mündet ein Querträger in den Fachwerkbalken, dessen Höhe 2,60 m beträgt. Die Berechnung und Ausführung der Brücke geschah durch die Firma Luipold u. Schneider in Stuttgart.

Die Abb. 16 zeigt Quer- und Längenschnitt der Einrüstung, Abb. 17 gibt ein Lichtbild derselben.[1])

Die Rüstung bestand aus vier Jochen mit Abständen von im Mittel $5\frac{1}{2}$ m. Die Jochpfosten waren quadratische Hölzer von 20/20 cm Querschnitt und standen auf Fußschwellen auf. Zangen und Andreaskreuze bildeten die Querversteifung der Joche. Die Unterzugbalken von 20 cm Höhe und 17 cm Breite waren zwischen je zwei Jochen durch ein Trapezsprengwerk mit Spannriegel unterstützt, dessen Streben sich gegen die Pfosten stemmten. Spannriegel sowohl als Streben hatten einen Querschnitt von 16/16 cm. Die Spannriegel waren mit den Unterzughölzern doppelt verschraubt. Auf die Unterzüge wurde in der Richtung senkrecht zur Brückenachse ein vollständiger Dielboden aufgelegt, der zugleich die Bodenschalung für die Fachwerkträger bildete. Auf diesen Dielboden legte man Querhölzer im Abstande von 1,33 m entsprechend der Entfernung der Nebenträger und von einer Länge gleich dem lichten Abstande der Hauptträger vermindert um die doppelte Dielstärke. Die Flächen zwischen den Stirnen der Querschwellen wurden dann verschalt. Für die Auflagerung der Verschalung der Nebenträger legte man auf die Querschwellen zwei Längshölzer auf, je eins über die mittleren Pfosten. Die Länge der Schalrinne der Nebenträger entsprach dem lichten Abstande der Hauptträger. Die zwischen den Stirnen der Nebenträger gelegenen offenen Flächen bei der Einmündung in den Hauptträger mußten ebenfalls verschalt werden.



Abb. 17. Rüstung der Straßenbrücke in Freudenstadt.

Für die gleichzeitige Verschalung der Außenflächen des Ober- und Untergurts sowie der Pfosten wurde eine 2,60 m hohe Bohlenwand errichtet, welche gegen die vorgekragten Holme der Pfahljoche abgestützt war. Für die Innenflächen der Fachwerkglieder wurde ebenfalls eine volle Bohlenwand auf dem Beton der fertigen Decke aufgestellt und allmählich mit dem Fortschritt des Betonierens hochgeführt. Beide Wände wurden durch Mutterschrauben gegen Ausbauchungen infolge Druckes des Betons gesichert.

Die den Fachwerkdurchbrechungen zugekehrten Flächen der Gurte und Pfosten wurden mit Brettern verschalt, welche zwischen die Bohlenwände eingesetzt wurden und auf Leisten auflagen, welche an den Bohlenwänden festgenagelt worden waren.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft X, Tafel XXI.

Wegen des Hinaufführens der Eiseneinlagen vom Unter- in den Obergut zur Aufnahme der Schubkräfte mußte der Träger gegen die Auflager hin voll ausgeführt werden. Die zwei letzten Durchbrechungen wurden daher nur durch eine Füllung von gleicher Form angedeutet, für welche man entsprechend zugeschnittene Bretter auf die Bohlenwände aufnagelte.

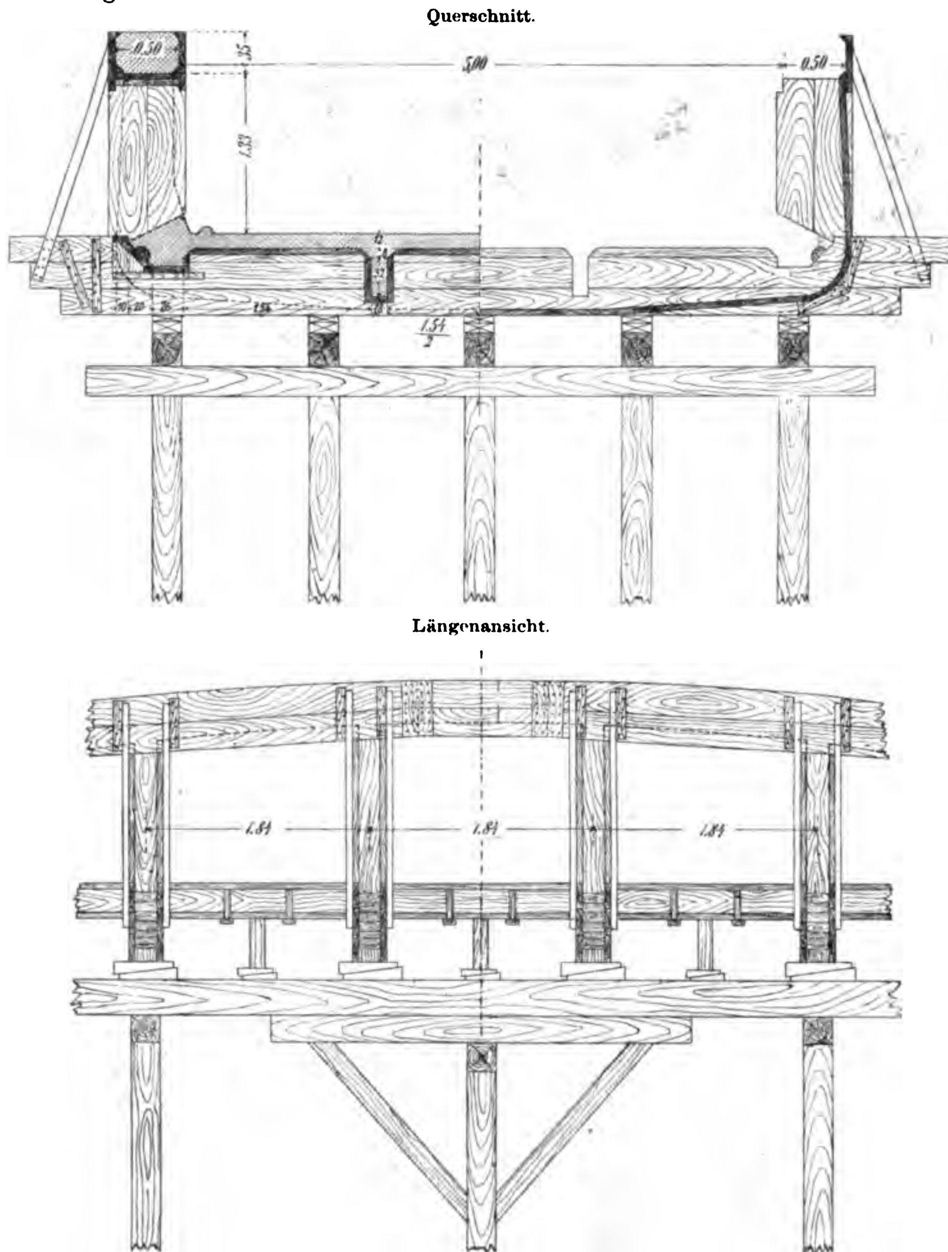


Abb. 18. **Einrüstung** der Straßenbrücke über die Seille bei Pettoncourt.

Straßenbrücke über die Seille bei Pettoncourt (Lothringen).

Die Brücke stellt die Verbindung zwischen dem deutschen Dorfe Pettoncourt mit der nächstgelegenen französischen Bahnstation Moncel her. Sie hat eine lichte Weite



Abb. 19. Straßenbrücke über die Seille bei Pettoncourt. Rüstung von außen gesehen.

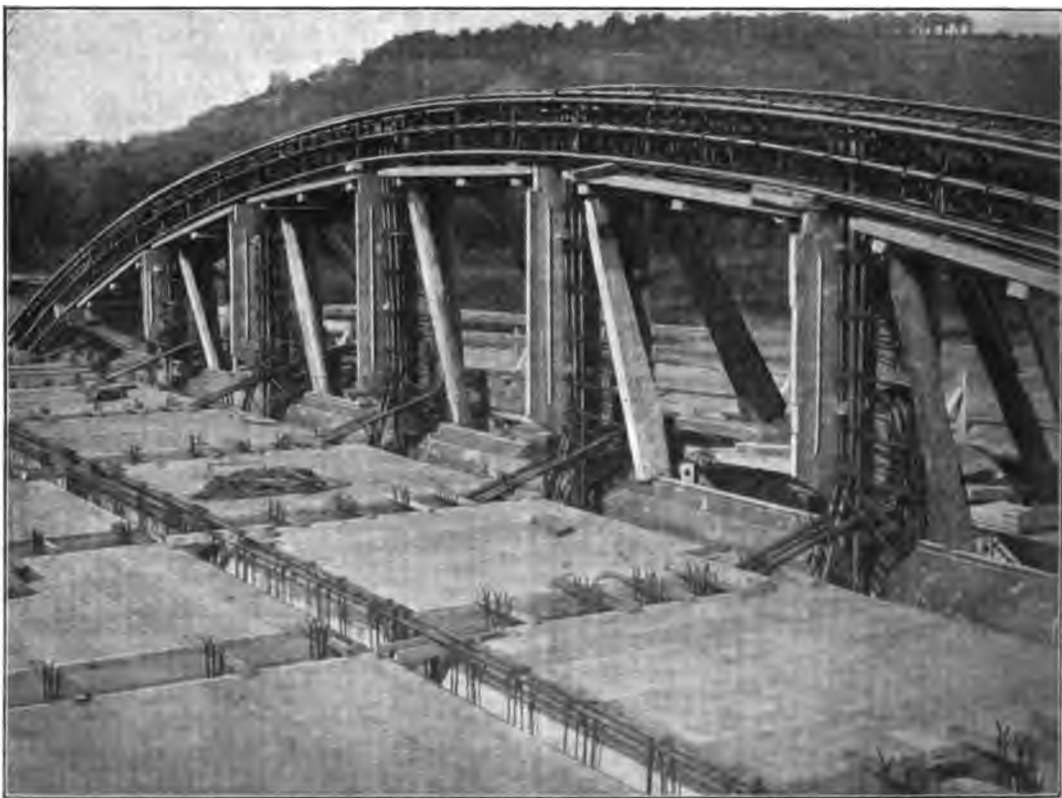


Abb. 20. Straßenbrücke über die Seille bei Pettoncourt. Aufsicht auf die Fahrbahn.

von 20 m und eine Breite von 5 m zwischen den Tragwänden. Statisch betrachtet, ist sie eine Bogenbrücke mit Zugband, die Verschalung ist jedoch genau dieselbe wie bei einer Fachwerkbrücke. Die Tragwand besteht aus Bogen und Zugband und senkrechten Pfosten als Füllung. An die Pfosten sind Querträger im Abstande von 1,84 m aufgehängt, welche die als Zugbänder ausgebildeten Fahrbahnleisten und dazwischen noch zwei Längsbalken aufnehmen.

Die Ausführung geschah durch die Firma Ed. Züblin in Straßburg.

Die Abb. 18 zeigt Querschnitt und Längenansicht der Einrüstung. Abb. 19 gibt ein Lichtbild der Brückenrüstung von außen gesehen. Abb. 20 zeigt die Verschalung von Fahrbahntafel und Zugband sowie die teilweise angebrachte Verschalung der Pfosten und des Obergurts.



Abb. 21. Gehwegbrücke über die Zschoppau bei Frankenberg.

Im Gegensatz zu der vorhin erörterten Brücke in Freudenstadt ist bei dieser jedes einzelne Glied der Tragwand für sich verschalt (siehe auch „Schalung im Hochbau" unter 8. Schalung bei Fachwerkbalken).

Auf dem Untergerüst ruhten unter Vermittlung von Keilen die Kasten der Querträger auf, welche genügend weit über die Stirnwände hervorstanden, so daß die Verschalung der äußeren Obergurtseite nachher dagegen abgestützt werden konnte. Diese Querträgerschalungen waren mit entsprechenden Ausschnitten an den Seiten versehen, in welche die Verschalungen der Zugbänder und der Längsträger einmünden konnten.

Das Zugband war durch Aufnageln eines halbkreisförmig geschnittenen Holzes auf die geneigte Schalseite entsprechend profiliert. Die letztere legte sich gegen Ripphölzer, die auf Dielstücken standen, welche auf die Bodenschalung festgenagelt worden waren. Die Schalseiten der Pfosten wurden teils auf den Schalseiten der

Querträger, teils auf dem fertigen Beton von Zugband und Querträger aufgestellt und reichten in der Höhe bis an die Unterkante des Obergurts. Die Bodenschalung der Obergurtträger ging bis an die Pfostenschalung heran. Die in der Richtung quer zur Brücke aufgestellten Schalseiten der Pfosten waren an ihrem oberen Ende mit Ausschnitten versehen, auf welchen die Verschalungen für die Seiten der Obergurtträger aufgestellt werden konnten.

Gehwegbrücke über die Zschoppau bei Frankenberg (Sachsen).

Dieselbe weist zwei Öffnungen zu je 17 m auf, von denen jede mit zwei Betoneisenfachwerkträgern nach System Visintini überspannt ist, und welche 90 cm im lichten auseinandergelegen sind. Darauf wurde ein Bohlenbelag gebracht, so daß man eine nutzbare Brückenbreite von 2,50 m erhielt.

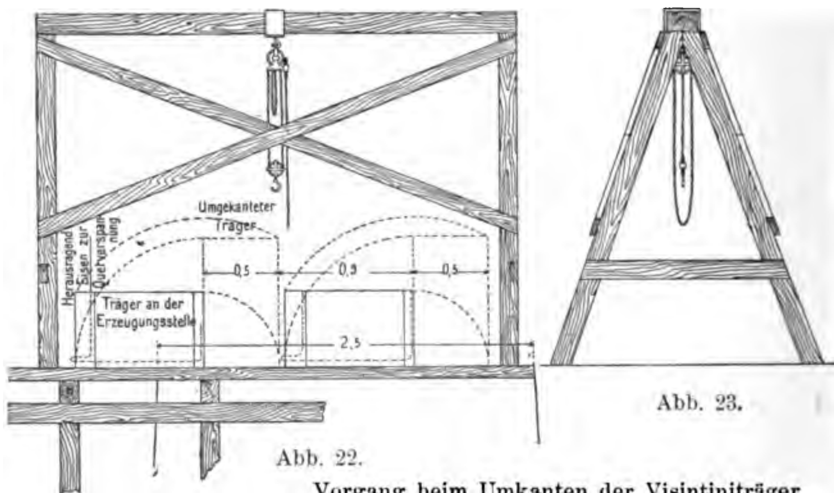


Abb. 22. Abb. 23.
Vorgang beim Umkanten der Visintiniträger.

Die Träger wurden auf einer Seitenfläche lagernd erzeugt mit denselben Mitteln, die wir schon bei der Herstellung der Träger nach Visintini im Hochbau kennen gelernt haben. Damit die Träger möglichst wenig bewegt werden mußten, wurden sie auf einem über dem Flußbett erstellten Holzgerüst hergestellt, und zwar so, daß eine Kante genau in jene Lage gebracht wurde, welche sie nachher beim fertigen Träger der Brücke einnehmen sollte. Nach Erhärtung des Betons war also lediglich ein Umkanten der Träger nötig. Hierfür waren in den Obergurt an sieben Stellen Bandeisen einbetoniert worden, die ösenartig hervorragten und als Angriffspunkt für die bewegende Kraft dienten. Zur Befestigung der Hebezeuge waren bockartige Holzgerüste in das Flußbett eingestellt worden. Das Umkanten der Träger geschah vier Wochen nach ihrer Herstellung und beanspruchte für einen Träger etwa $1/2$ Stunde Zeit, wobei sieben Mann gleichzeitig die Flaschenzüge bedienten. Abb. 21 zeigt die Brücke während der Ausführung.[1]) Ein Träger befindet sich noch in der Lage, in welcher er erzeugt wurde, während der andere Träger bereits aufgerichtet ist. Den Vorgang beim Umkanten

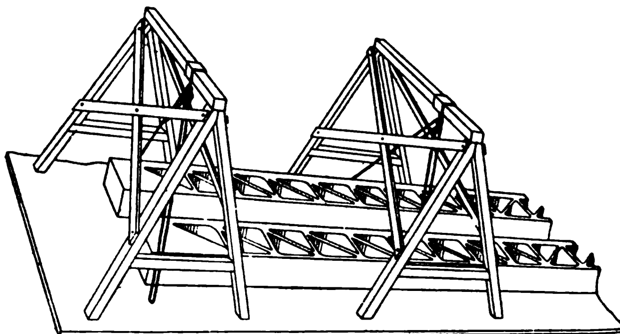


Abb. 24. Umkanten der Visintiniträger.

---

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft II.

zeigen die Abb. 22 bis 24, welche zugleich eine Variante in der Richtung geben, daß die Böcke auf dem breiter angelegten Arbeitsboden aufgestellt sind.

Bei größeren Brückenausführungen, wo in gewissen Entfernungen verlegte Hauptträger verbunden durch eine querarmierte Platte zur Verwendung gelangen, werden die Hauptträger gleich in ihrer endgültigen Lage erzeugt. Hierbei werden die Kerne auf

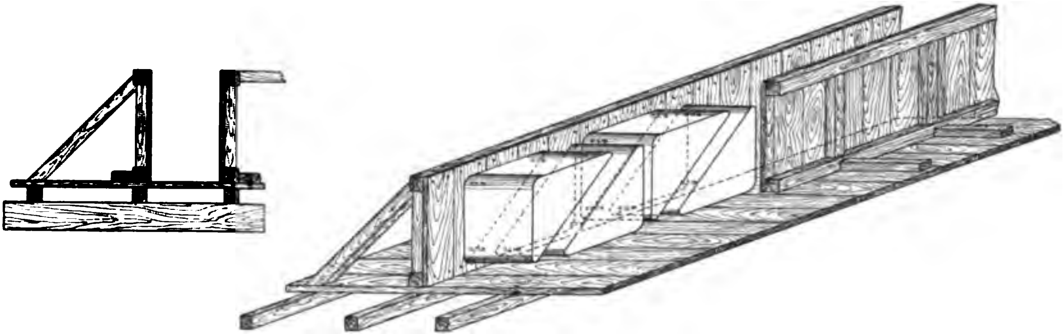


Abb. 25.
Herstellung von Brückenträgern nach Visintini in ihrer endgültigen Lage.

die in der Seitenwand befestigten Eisendollen aufgeschoben (Abb. 25). Vorher wurde ein Teil des Untergurtbetons auf die horizontale Planie aufgestampft und nun wird die fertig geknüpfte Eisengarnitur seitlich eingeschoben und die Betonierung fortgesetzt. Schließlich wird mit dem Obergurt gleichzeitig die Platte betoniert.

g) Schalung bei Bogen.

Bearbeitet von Ingenieur **A. Nowak**, Baukommissär in der k. k. Eisenbahnbaudirektion in Wien.

Die Anwendung des Betons und Eisenbetons bringt es mit sich, dieses Baumaterial in die gewünschten Bauformen einzubringen und durch geeignete Mittel in diesen für eine gewisse Zeit vollständig ruhig und fest zu halten, bis eben durch Abbinden und Erhärten das Baumaterial die genügende Festigkeit besitzt, um sich selbst und die gewünschte Auflast tragen zu können. Durch eigens geformte Wölbsteine kann man Bogenformen ohne jedes Bindemittel herstellen, die sich selbst tragen, daher für diese keine Unterstützung notwendig erscheint. Verwendet man Materialien in Verbindung mit Bindemitteln, welche erst durch die Vereinigung dieser beiden Baustoffe ein einheitliches Baumaterial bilden, so ist hierzu schon eine Unterstützung und Festhaltung der Bogenform für so lange notwendig, bis das Bindemittel abgebunden und erhärtet ist. Beim Betonbau erreicht natürlich die Formgebung und Unterstützung die relativ schwierigste Lösung, und ist es für das Gelingen eines guten Beton- oder Eisenbetonbaues ein unbedingtes Erfordernis, eine solide, fachmännisch ausgearbeitete Unterstützung und Fassung dieser Formen anzustreben. Alle diese Formen gliedern sich in drei wichtige Bestandteile:

1. in jenen Teil, der die nassen, weichen Betonmassen in Formen aufzunehmen hat. Dies ist die Schalung;

2. in jenen Teil, welcher die Schalung zu tragen hat. Dies ist die Rüstung;

3. in jenen Teil, welcher es ermöglicht, entweder die ganze Schalung, oder die ganze oder teilweise Rüstung zu senken; das heißt, die Betonformen nach ihrer Erhärtung frei zu machen. Dies ist die Ausrüstung.

Über alle diese Formen soll im zweiten Unterkapitel, bei den Gerüstungen des Brückenbaues näher eingegangen werden. Dieses Kapitel wird in der Weise besprochen, daß zuerst die Festhaltung der Bogenformen im Hochbau, sodann die im Brückenbau besprochen werden soll.

I. Schalung und Gerüstung für Bogenformen im Hochbau.

Da bei Hochbauherstellungen die Stärke der Gewölbe eine ziemlich geringe ist, so werden auch die Unterstützungsformen in leichten Konstruktionen zu halten sein. Was die Schalung anbelangt, so wird diese wohl ausschließlich in Holz hergestellt, welches aus 3 bis 5 cm starken Laden oder Pfosten besteht, die wiederum durch eigene Kranzhölzer gestützt sind.

1. Handelt es sich um Betongewölbe zwischen Eisenprofilträgern, so zieht man diese zur Tragung der Schalung heran, und es entfällt daher die Rüstung. Die Kranzhölzer der Schalung werden dann durch geeignete Mittel, meistens Hängeeisen und Klammern, mit den eisernen Trägern in Verbindung gebracht. In neuerer Zeit werden vielfach statt dieser Kranzhölzer stehende Flacheisenstäbe von entsprechendem

Querschnitt verwendet, welche durch Hängeeisen getragen werden, die auf den Trägerunterflanschen aufruhen; durch Keile, welche in eigenen Löchern in die Hängeeisen geschoben werden, werden diese gegen Verschieben gesichert, als auch ausgerüstet. Um einen größeren Spielraum bei der Verwendbarkeit dieser Hängeeisen zu haben, sind diese etwas verlängert.

Eine der meist gebräuchlichen Aufhängevorrichtungen zeigt die Abb. 1. Wie daraus zu entnehmen ist, besteht die Schalung aus Laden, die in Entfernungen von rund 75 cm durch aus hochkantigen Pfosten gebildete Kranzhölzer getragen werden. Diese Kranzhölzer finden ihre Auflager auf einem unter dem Eisenträger und senkrecht auf diesem laufenden Polsterholz. Dieses ruht wieder auf einem Rundeisenriegel auf, um welchen scharnierartig zwei eiserne Klammern angeordnet sind, welche auf dem Unterflansch des Eisenträgers aufgehängt sind. Zwischen dem Rundeisenriegel und der Unterfläche des Polsterholzes sind Holzkeile als Ausrüstungsvorrichtung angebracht.

2. Betongewölbe zwischen Mauern. Die Schalung und Einrichtung dieses Falles ist im allgemeinen in der Abb. 2 zu sehen. Der Vorgang bei der Aufstellung des Lehrgerüstes wäre folgender:

Es werden zuerst in der Richtung der Längsachse des Betongewölbes Unterlagen eingebracht, die aus einfachen Pfosten U bestehen, sodann werden meist runde Hölzer als Säulen S in Abständen von 1 bis 1,5 m auf diese Unterlagen aufgestellt, und zwar der Spannweite des Gewölbes entsprechend gewöhnlich in zwei Reihen an den Widerlagern, bei Spannweiten über 2 m außerdem in einer oder mehreren Mittelreihen. Auf diesen Säulenreihen ruhen Holme H. Die verschiedenen Säulenreihen werden gegenseitig versteift und verhängt durch Längsverstrebungen L, durch Zangen Z und Querstreben Q, bei größeren Höhen außerdem durch Andreaskreuze. Auf die Holme H werden nun in Entfernungen von 50 bis 100 cm die Kranzhölzer oder Bogenlehren B aufgestellt und im Scheitel durch eine lose aufgenagelte Latte vorläufig untereinander verbunden, nachdem sie durch Eintreiben der Keile K überall in die richtige Höhenlage gebracht worden sind. Nunmehr erfolgt von beiden Wider lagern her das Aufbringen der Schalung T nach der Mitte zu. Die beiden an den Widerlagern befindlichen Schalbretter werden dabei an die Lehrbogen durch Drahtstifte leicht angeheftet, ebenso wie ein Schalbrett in der Mitte, nachdem man die vorläufig angenagelte Latte entfernt hat. Hat man sich durch eine Wasserwage oder andere Hilfsmittel überzeugt, daß die Schalung sich in der richtigen Lage befindet und etwaige Höhenunterschiede durch Lockern oder Antreiben der Keile ausgeglichen wurden, so kann zum Betonieren geschritten werden. Vorerst überdeckt man die ganze Schalung mit Streifen von dünner Dachpappe oder starkem Packpapier in der Weise, daß die sich an ihrem Ende überdeckenden Pappstreifen senkrecht zu den Fugen der Schalung zu liegen kommen. Zu beachten ist, daß die

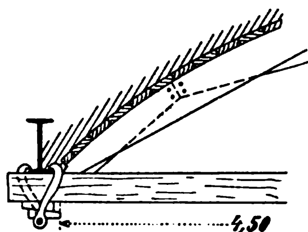


Abb. 1. Einrüstungsvorrichtung für Moniergewölbe zwischen Profilträgern.

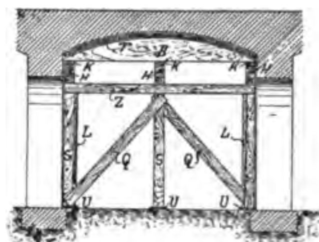


Abb. 2. Einrüstungsschema für Moniergewölbe zwischen Mauern.

Schalpfosten nicht knapp aneinander gelegt werden, sondern einen Abstand von 2 bis 4 mm erhalten müssen, um dem durch die Wasseraufnahme aufquellenden Holze Gelegenheit zur Volumenvergrößerung geben zu können. Die hölzernen Ständer haben den Nachteil, daß sie ohne verlustbringendes und zeitraubendes Zerschneiden oder Anstückeln nur für eine bestimmte Deckenhöhe zu gebrauchen sind, und es werden daher in neuerer Zeit sehr häufig verschiedene Eisenrohrstützen, Patent Sommer, G. A. Wayss usw. verwendet, welche auf S. 161 abgehandelt sind. Um die Säulen ganz zu ersparen, hat die Allgemeine Beton- und Eisengesellschaft in Berlin einen Universalrüster in den Handel gebracht, wie er auf S. 162 beschrieben ist.

3. Kirchengewölbe und Kuppeln. Die kompliziertesten Bogenformen des Hochbaues sind die Kirchengewölbe der verschiedensten Art. Durch Verschneidung der verschiedenen Tonnen und Kappen ergeben sich naturgemäß Ixen und Grate, auf welchen die Schalpfosten gestoßen werden müssen, und unter welchen Stößen eine Unterstützung in Form eines eigenen Kranzholzes angeordnet werden muß. Es erfordert dies daher eine exakte solide Zimmermannsarbeit und es wird daher nötig sein, auf einem eigenen Reißboden die Form jeder solchen Linie sich im Naturmaße aufzutragen und danach die Kranzhölzer zu bilden. Die verschiedenen Kränze werden durch wagerechte Kantenhölzer in ihrer Lage unterstützt, welche hinwieder auf dem Unterbau des Gerüstes aufruhen.

Oft kommen bei diesen großen Gewölben Balken zur Verwendung.

Die Verschalung derselben besteht wieder aus rinnenförmigen Kasten, deren Seitendielen an ihrem oberen Ende nach der Wölbungslinie zugeschnitten werden müssen. Am unteren Ende sind nach der Gewölbekrümmung zugeschnittene Leisten aufgenagelt, auf denen die Bodenschalung aufliegt. Dieselbe besteht in den meisten Fällen, besonders aber bei stark gekrümmten Trägern, aus quer auf die Leisten gelegten Dielstücken von Trägerbreite (Abb. 7, 8 u. 10); bei Trägern mit flacher Krümmung können die Bodendielen auch der Länge des Trägers nach aufgelegt werden und müssen dann gebogen werden. Abb. 11 stellt die Verschalung gekrümmter Träger beim Dachaufbau für das Stuttgarter Hauptpostgebäude vor.

Tonnen- und Kappengewölbe. Die Aufstellung der Lehrbogen erfolgt hierbei je nach der Stärke der aufzulegenden Schalung in Abständen von 1 bis 1,5 m. Der Bohlenbelag wird wie bei ebenen Decken auf die Bogen gelegt und mit dünnen Drahtstiften daran befestigt. Bei stark gekrümmten Gewölben müssen entsprechend schmale Dielen verwendet werden.

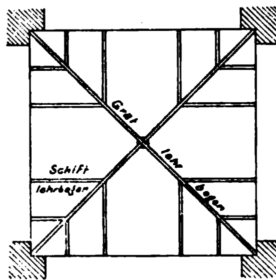


Abb. 3.
Lehrbögen beim Klostergewölbe.

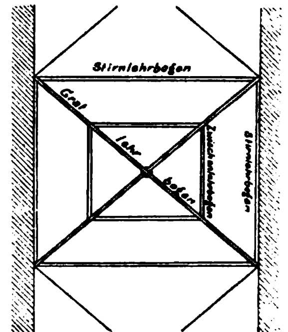


Abb. 4.
Lehrbogen beim zylindrischen Kreuzgewölbe.

Klostergewölbe. Die Einrüstung erfolgt so, daß unter die Grate Gratlehrbogen aufgestellt werden, deren Kränze vom Kämpfer gegen den Scheitelpunkt des Gewölbes laufen und daselbst an einen kräftigen, senkrecht gestellten Pfosten stoßen, an dem sie befestigt werden. Die übrigen Lehrbogen legen sich als Schiftlehrbogen vom Kämpfer gegen die Grat-

lehrbogen senkrecht zu den Erzeugenden der Gewölbeflächen. Sind zwei Gratbogen in einer Ebene gelegen, so werden beide als ganze Gratlehrbogen durchgeführt und die anderen im Scheitel dagegen gestoßen (Abb. 3).

Kreuzgewölbe. Die Abb. 4 stellt das System der Lehrbogen bei einem zylindrischen Kreuzgewölbe dar. In den Diagonalen des Gewölbes stehen die Gratlehrbogen und lehnen sich hinwiederum im Scheitelpunkt gegen einen Pfosten. An die Umfassungsmauern sich anlehnend oder an benachbarte Gewölbefelder stoßend, sind die Stirnlehrbogen aufgestellt. Gleichlaufend mit diesen müssen weitere Zwischenlehrbogen eingestellt werden, damit die freitragende Länge der Schaldielen nicht zu groß wird. Über den Gratlehrbogen müssen die Schalbretter zur Herstellung einer ausgeprägten Gratlinie gut zusammengeschnitten werden.

Bei den gotischen Kreuzgewölben, welche im Kirchenbau als Moniergewölbe sehr oft ausgeführt werden, müssen unter sämtliche Rippen Lehrbogen gestellt werden, dazwischen hinein sind je nach Bedarf Zwischenlehrbogen zu stellen (Abb. 5).

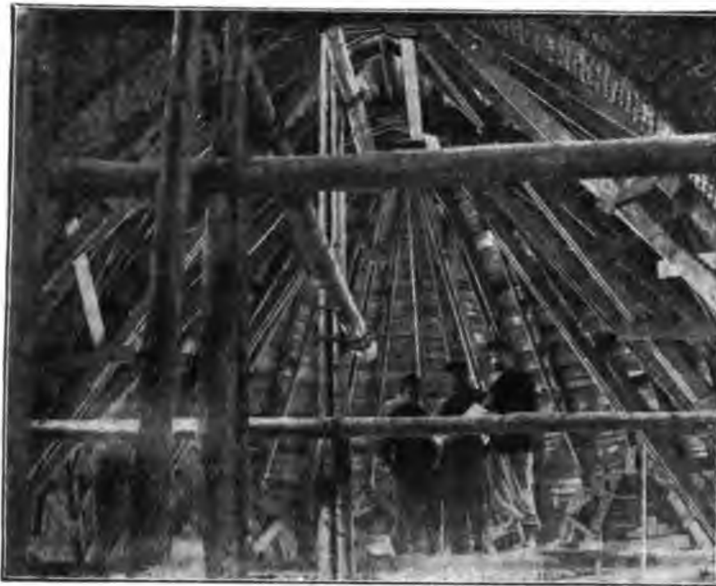


Abb. 5. Untersicht der Verschalung des Chores der Kirche in „Bois du Luc“ (Belgien).

Für das Auflegen der Schalung sehr erschwerend ist der Umstand, daß häufig die Gewölbekappen nach allen Richtungen gekrümmt sind, also gar keine gerade Linie aufweisen. Sind die Kappen zudem noch stark gekrümmt, so ist man genötigt, als Schalung ganz dünne Bretter bis herab auf 8 mm Stärke zu verwenden, welche sich leicht biegen lassen. Die Zwischenlehrbogen müssen dann sehr nahe aufeinandergestellt werden. Abb. 5 zeigt die Unteransicht der Verschalung eines Kreuzgewölbes mit derartig eng gestellten Lehrbogen für die Kirche in „Bois du Luc“ (Belgien), ausgeführt von der Lolat Eisenbetongesellschaft.

Kuppelgewölbe. Bei diesen Gewölben bestehen die Träger der Schalung aus einer Schar von lotrecht gestellten Meridianlehrbogen, die strahlenartig um einen mittleren kräftigen Pfosten herum aufgestellt werden. Auch hierbei müssen die Schalbretter gebogen werden und dürfen deshalb nicht zu stark sein.
Durch die folgenden verschiedenen Abbildungen und Beschreibungen wird dies am besten erläutert.

Beschreibung einiger typischen Lehrgerüste von Hochbaubogenformen.

Lehrgerüst für die Maschinenhalle in Hanau (ausgeführt von Meess u. Nees). Dieses dient zur Einrüstung einer Moniertonne von 13,55 m l. W. Wie aus

der Abb. 6 zu ersehen ist, besteht die Schalung aus 25 cm breiten Pfosten, welche 4 cm stark sind. Diese Pfosten werden von Kranzhölzern getragen, welche in

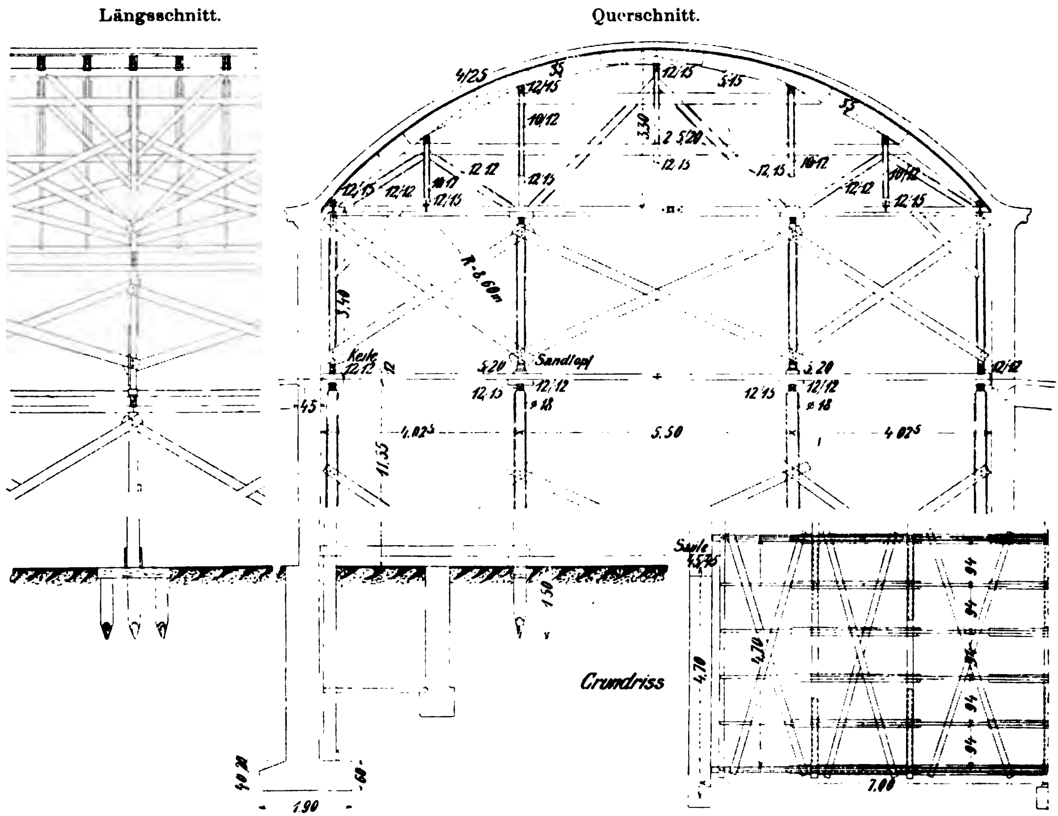


Abb. 6. Lehrgerüst für die Maschinenhalle in Hanau.

Achsenentfernungen von 94 cm angeordnet wurden und welche eine Stärke von 5 × 35 cm besitzen. In der Höhe des Gewölbeanlaufes geht ein gemeinsamer Unterzug 12 × 12 cm stark durch, auf welchen mittels 12 × 15 cm starker Ständer und ebenso starker Pfetten die Kranzhölzer abgestützt werden. Im ganzen sind 7 Pfetten angeordnet worden, welche in die Kranzhölzer etwas eingeschnitten sind. Etwa 2,3 m unterhalb dieses Unterzuges befindet sich ein zweiter, auf welchem die Ausrüstungsvorrichtungen (Sandtöpfe) angebracht sind. Im ganzen sind für ein Gesperre 4 Sandtöpfe angeordnet,



Abb. 7. Lehrgerüst von Monierkreuzgewölben in Freiburg i. B.

welche auf 5 × 20 cm starken harten Pfostenstücken aufruhen. Das Untergerüst besteht aus 18 cm starken Rundhölzern, welche auf einem Pfostenstück aufstehen, das durch 3 kleine Pflöcke festgehalten ist, um ein Durchdrücken in den Boden zu vermeiden.



Abb. 8. Lehrgerüst von gotischen Gewölben in Kalk bei Köln.

Die Abb. 7 stellt die Rüstung von Monierkreuzgewölben mit Gurten vor, wie sie von der Firma Brenzinger u. Comp. in Freiburg im Breisgau zur Ausführung gelangten, während die Abb. 8 ein Lichtbild von hohen gotischen Gewölben in Kalk bei Köln wiedergibt, welche im Jahre 1903 von der Lolat-Eisenbetongesellschaft ausgeführt wurden. Man sieht hier die einzelnen Ixen und Grate durch Kranzhölzer gefangen, sowie einen Teil mit Schalpfosten schon belegt, während der andere Teil die Legung des Eisennetzes darstellt.



Abb. 9. Lichtbild des Lehrgerüstes für den Eckturm des Polizeigefangenenhauses in Wien.

In der Abb. 9 ist die Schalgerüstung für den 14 m hohen kreisrunden Eckturm des k. k. Polizeigefangenenhauses in Wien zu sehen, dessen Durchmesser 8,50 m beträgt und von der Wiener Firma E. Ast u. Comp. ausgeführt wurde. Man sieht hier ganz deutlich die einzelnen wagerechten, im Polygon laufenden Pfetten, welche die verschiedenen Kranzhölzer tragen, die zum Tragen der Schalung bestimmt sind, welche aber, wie das Bild zeigt, noch nicht verlegt ist.

Die Abb. 10 zeigt den Längs- und Querschnitt der mächtigen Gurten für den Eisenbeton-Kuppelaufbau des Armeemuseums in München, während die Abb. 10a ein Lichtbild während der Ausführung wiedergibt. Zum Schluß sei noch die Einrüstung der Calvary Cemetery Mortuary Kapelle in New-York erwähnt.[1])

[1]) Eng. Record 1907, 3. August, S. 127.

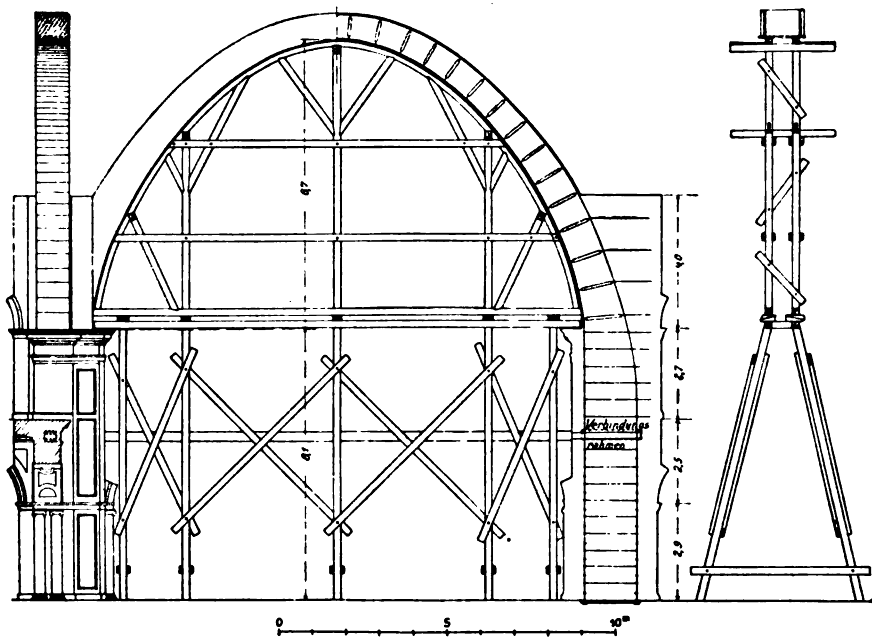


Abb. 10.
Längs- u. Querschnitt der Gurteneinrüstung für das Armeemuseum in München.

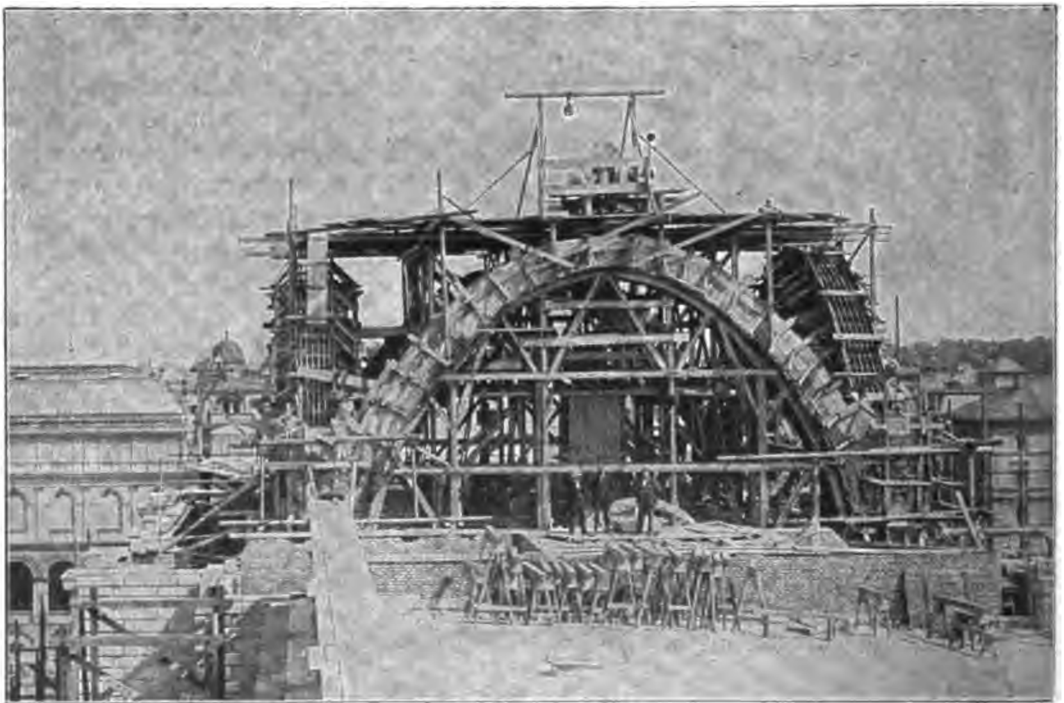
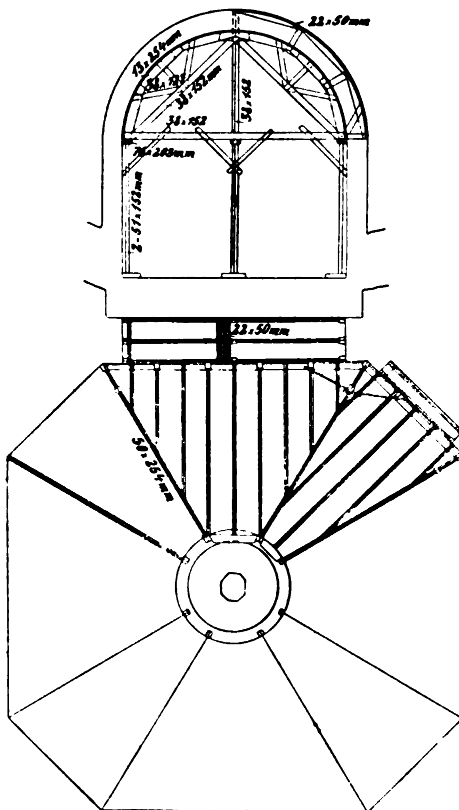


Abb. 10a.
Lichtbild der Gurteneinrüstung des Armeemuseums in München.



Abb. 11.
Verschalung des Dachaufbaues für das Hauptpostgebäude in Stuttgart.



Wie aus der Abb. 12 zu entnehmen ist, bestand die Einrüstung aus 8 kreisabschnittartig ausgebildeten Hauptbindern, welche einerseits auf einem Mittelgerüst aus 2 × 7,5 × 20 cm starken Ständern, anderseits gegen die Umfassungswand auf 2 Holzständern von 2 × 5 × 15 cm Stärke aufruhten.

Diese Binder bestanden aus einem Unterzuge von 5 × 20 cm Stärke und einem nach der Kuppel geformten Bohlenkranz von 5 × 25 cm Stärke, welcher mit dem Unterzuge mittels 3,5 × 15 cm starker Pfosten versteift war, wie dies übrigens aus der Abb. 12 sehr gut zu ersehen ist. Die Zwischenbinder waren von schwächeren Ausmaßen.

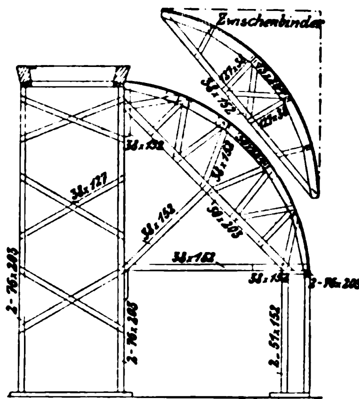


Abb. 12.
Eingerüstung der Calvary Cemetery Mortuary Kapelle in New-York.

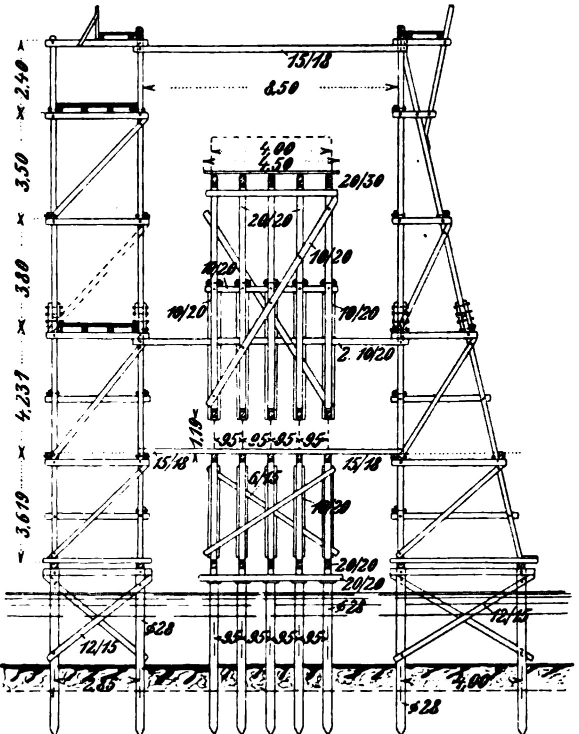


Abb. 13. Querschnitt durch das Transportgerüst des Chemnitztalviaduktes.

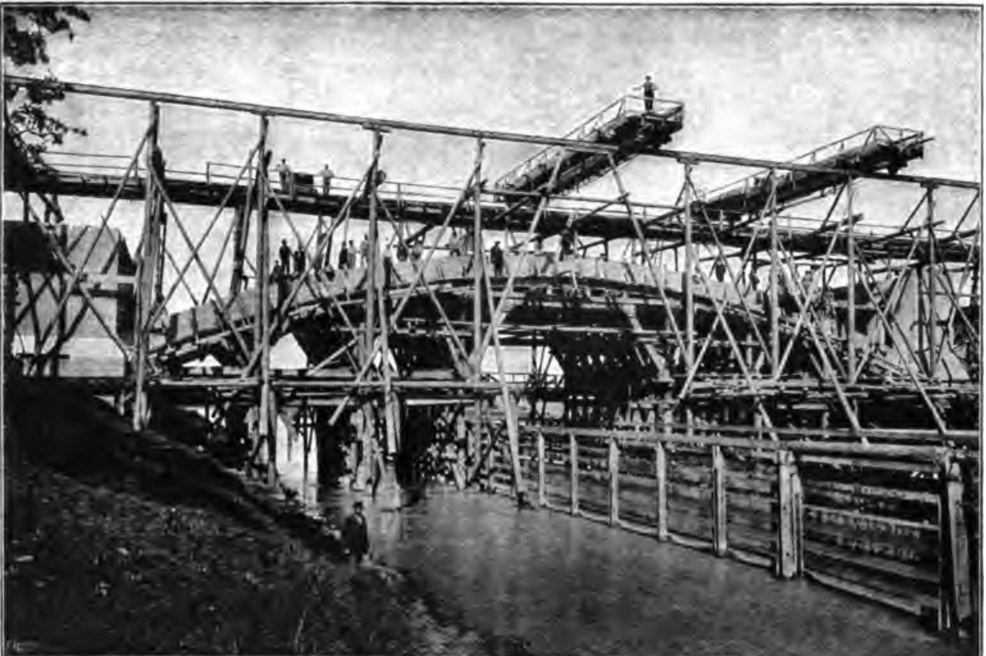


Abb. 15.
Lichtbild des Krangerüstes der Straßenbrücke über den Neckar bei Neckargartach.

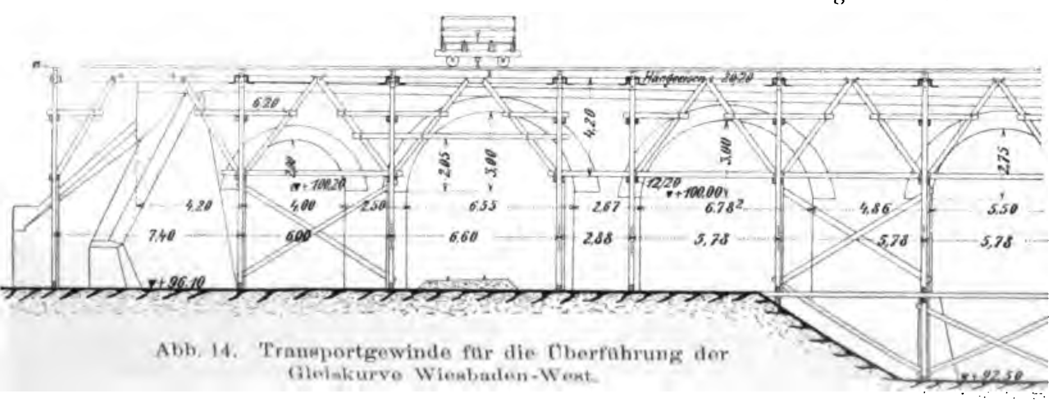
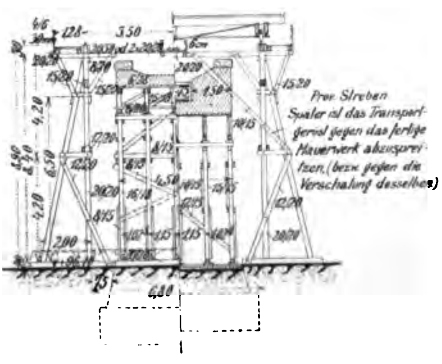


Abb. 14. Transportgewinde für die Überführung der Gleiskurve Wiesbaden-West.



II. Gerüstungen für gewölbte Betonbrücken.

In vielfach höherem Maße als im Hochbau muß im Brückenbau eine besondere Sorgfalt auf die Herstellung der Gerüste verwendet werden, hauptsächlich einerseits wegen der großen Betonmassen, die zur Formfassung gelangen, und anderseits wegen der Schwierigkeiten der verschiedensten Art, denen die Herstellung eines Gerüstes hier unterliegt. Bei jeder Beton- oder Eisenbetonbrücke sind verschiedene Gerüste notwendig.

1. Solche Gerüste, welche den Beton in der gewünschten Bogenform aufzunehmen und festzuhalten haben, das sind die eigentlichen Lehrgerüste.

2. Hilfsgerüste, welche verschiedenen Zwecken dienen, wie Luftbrücken für die beim Bau beschäftigten Arbeiter, ferner Arbeitsbrücken zur Beförderung der Betonmaterialien, welche auch als Fahr- und Krangerüste bei großen Brücken ausgebildet sein können und endlich Notbrücken, welche beim Umbau bestehender Brücken den Verkehr provisorisch aufzunehmen haben. Bei kleineren Brücken wird kein besonderes Hülfsgerüst nötig sein, sondern es wird der Beton von der seitwärts des Bogens hergestellten Erzeugungsstelle mittels Karren auf einfachen Pfosten, welche durch Böcke oder in einer anderen Art festgehalten sind, hinübergeleitet. Wenn es irgendwie möglich ist, so trachtet man die Betonerzeugungstelle etwa in die Höhe des Scheitels oder etwas höher zu legen, um den Transport der vollen Karren in das Gefälle zu legen. Sind die Brücken größer und erreichen die zur Verwendung gelangenden Betonmassen beträchtliche Größen, so werden wohl ausgedehntere Gerüstanlagen notwendig sein, bei denen die Hebung als auch Förderung der Materialien mit besonderen Hilfsvorrichtungen bewerkstelligt wird. Das eigentliche Lehrgerüst ist ein festes Gerüst, d. h. es bleibt während des ganzen Baues, namentlich in seinen Hauptteilen unbeweglich, während die Hilfsgerüste beweglich sein können und während des Baues auch verändert werden können.

Sämtliche Gerüstbauten bei gewölbten Brücken tragen provisorischen Charakter und werden daher in den weitaus meisten Fällen aus Holz hergestellt. Die weniger sorgfältige Herstellung erstreckt sich aber nur auf Äußerlichkeiten, die Sicherheit des Gerüstes darf nicht darunter leiden. Die einzelnen Holzverbindungen müssen fachgemäß und solide ausgeführt sein, und ebenso müssen die Gerüste auch gegen Winddruck durch Verstrebungen und Verspreizungen genügend versteift sein.

Was die Hilfsgerüste für die Förderung der Materialien eventuell der Laufkrane anbelangt, so werden diese meistens so angeordnet, daß der zu errichtende Bogen seitwärts oder in die Mitte genommen wird. Die Abb. 13 zeigt einen Querschnitt durch das Transport- und Versetzgerüst des Chemnitztalviaduktes, wie solches von der Firma Dyckerhoff u. Widmann ausgeführt wurde. Es ist zu sehen, wie die zu erbauenden Bogen von den beiderseitigen Transportgerüsten eingefaßt sind und von Stelle zu Stelle durch 15 × 18 cm starke Hölzer gegenseitig festgehalten werden. Die Abb. 14 zeigt eine ähnliche Anordnung, welche von derselben Firma für die Überführung der Gleiskurve Wiesbaden-West über die Personengleise Köln—Wiesbaden ausgeführt wurde. Man sieht, wie auf eigenen Gleisen ein hölzerner Kran läuft und wie auch in der Mitte der beiden Versetzgerüste ein Gleis für eine Rollbahn angeordnet ist. Ebenso gibt die Abb. 15 ein hübsches Lichtbild eines ähnlichen Krangerüstes, wie es beim Bau der Straßenbrücke über den Neckar bei Neckargartach in Anwendung kam. In der Abb. 59 ist der Steg des Transportgerüstes der Idriabrücke bei St. Luzia Tolmein von der Firma G. A. Wayss u. Co.

ausgeführt zu sehen, die im Kapitel über gewölbte Brücken genau beschrieben ist. Für die unteren Bogenpartien sieht man auch eine eigens hergestellte Holzrampe

Bei dem Eisenbetonviadukte Chauderon Montbenon in Lausanne wurde das Transportgerüst in die Mitte der zwei ausgeführten Parallelstreifen gelegt; es hatte einen eisernen Kran zu tragen, welcher die schweren eisernen Rippen zu versetzen hatte und in der Abb. 16 zu sehen ist.

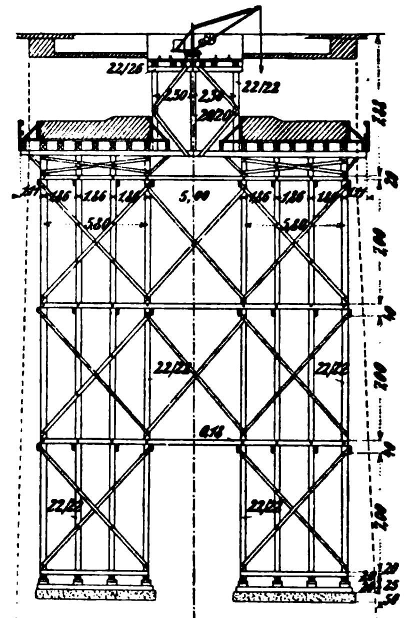


Abb. 16. Krangerüst des Viaduktes Chauderon-Montbenon.

Eigentliche Lehrgerüste.

Die Lehrgerüste für Betonbrücken unterscheiden sich nicht wesentlich von denen für Haustein- oder Bruchsteinbrücken. Während bei den letzteren die Gewölbelast in ruhendem Zustande auf die Gerüste wirkt, erleiden die Lehrgerüste der Betonbogen infolge der dynamischen Wirkungen beim Feststampfen der Betonmassen nicht unerhebliche Erschütterungen und Stöße, welche die Lehrgerüste viel ungünstiger beanspruchen als die ruhende Last der Steinbogen. Die Lehrgerüste haben verschiedenen Aufgaben gerecht zu werden. Sie sollen:

1. die Aufnahme der Last des noch nicht geschlossenen Gewölbes vermitteln;
2. eine Lehre zur Herstellung des Gewölbes bilden;
3. möglichst formfest sein, d. h. sie sollen sich während der Betonierung gar nicht oder sehr wenig verändern;
4. eine Vorrichtung aufweisen, die es gestattet, den oberen Teil zu senken (auszurüsten oder auszuschalen).

Daher hat man bei jedem Lehrgerüst drei Hauptteile zn unterscheiden:

1. die Schalung, welche die Betonmassen in die gewünschten Formen aufnimmt;
2. die Ausrüstungsvorrichtungen;
3. das Tragwerk, welches die Auflast zu tragen hat.

Zu 1. Die Schalung wird in den weitaus meisten Fällen aus Holz hergestellt und unterscheidet sich von den bisher üblichen Schalungen für Ziegel und Bruchsteingewölbe dadurch, daß die einzelnen Schalhölzer, gewöhnliche Pfosten von 5 bis 8 cm Stärke. möglichst knapp nebeneinander gelegt werden müssen, um ein Durchsickern des Betons hintanzuhalten. Man macht gewöhnlich 3 bis 6 mm breite Zwischenräume, um die durch das Aufquellen des Holzes entstandene Volumenvermehrung nicht zu behindern und ein Werfen der Schalung unmöglich zu machen. Häufig wird eine so hergestellte Schalung außerdem noch mit geteerter Dachpappe belegt. Diese Schalpfosten werden von Kranzhölzern getragen, die genau nach der Bogenform geschnitten sind. Zur Herstellung der Kranhölzer werden gewöhnlich zwei oder drei Pfosten nebeneinander gelegt, und zwar so, daß die Stöße in den einzelnen Lagen versetzt sind. Die einzelnen stumpf gegeneinander gestoßenen Teile werden mit Schrauben verbunden. Die Schalpfosten sowie auch die Kranzhölzer sind auf Biegung beansprucht. Daß zur Schalung nicht nur Holz verwendet wird, zeigt das

auf S. 239 bis 243 besprochene Beispiel, wo die Betonmassen in eigenen, früher her gestellten Eisenbetonformen aufgenommen und festgehalten werden.

Zu 2. **Ausrüstungsvorrichtungen.** Die Ausrüstungsvorrichtungen haben den Zweck, ein langsames Senken des Gewölbes zu ermöglichen und dieses dadurch frei zu machen. Dieses Senken muß allmählich und stoßfrei geschehen, denn beim Ausrüsten treten die Spannungen im Material in Tätigkeit, und es tritt eine elastische Formänderung ein, die von der Art und Güte des Materials abhängig ist und die, wie bekannt, bei stoßweisen Kräften um ein Beträchtliches größer ist als bei allmählichen Kraftzunahmen. Es muß daher jedes Gewölbe mehr oder weniger beim Ausrüsten eine Senkung zeigen, welche umso größer wird, je weniger erhärtet der Beton ist. Die Dauer, bis zu welcher eine Betonbrücke nicht ausgerüstet werden darf, ist von vielen Umständen abhängig, so insbesondere von der Stärke des Gewölbes, von den klimatischen Verhältnissen usw. Für mitteleuropäische Gegenden dürften für kleinere Betonbrücken 4 bis 6 Wochen genügen, bei größeren jedoch eine größere Zeit sich als nötig erweisen. Als Ausrüstungsvorrichtungen dienen: a) Keile, b) Sandsäcke bezw. Sandtöpfe, c) Schraubenspindeln.

Keile sind aus hartem Holz zu machen, haben für gewöhnlich einen Anzug von 10 bis 20°, und ihre Größe richtet sich nach der Stärke des auf ihnen lagernden Druckes. Sie sind mehr handlich und billiger und man kann sie zwischen beliebigen Teilen des Gerüstes unterbringen. Das Ausschlagen der Keile soll womöglich gleichmäßig erfolgen. Je flacher der Keil, desto langsamer wird das Senken erfolgen, was anzustreben wäre. Die Keile sind so zu dimensionieren, daß der Druck auf sie nicht übergroß wird, für gewöhnlich 8 bis 10 kg/cm² nicht überschreitet. Ist die Anzahl der Keile n, der Abstand der Lehrbogen e, die Lichtweite l, die Gewölbestärke d, das spezifische Gewicht des Betons s, so kann man folgende Gleichung aufstellen: $s \cdot d \cdot l \cdot e = 10 \cdot n \cdot f$, $s = 2400$ kg/m³, $nf = 240 \cdot d \cdot l \cdot e$.

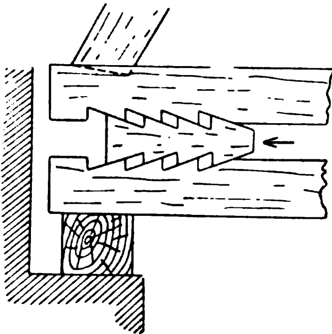


Abb. 17. Ausrüstungskeile für freitragende Konstruktionen.

Bei freitragenden Tragkonstruktionen werden zuweilen auch Keile verwendet, wie dies die Abb. 17 zeigt.

Sandtöpfe bestehen aus Blechbüchsen, welche ein Loch besitzen, das mit einem Holzpfropfen verstopft wird. In diese Blechbüchse ragt ein Zylinderstempel aus hartem Holz, welcher den Druck des Lehrgerüstes aufnimmt. Der zur Verwendung gelangende Sand muß gereinigt und ganz trocken sein. Unter der Belastung drückt sich der Sand zusammen und läßt eine weitere Senkung des Lehrgerüstes nicht zu, wenn die Öffnung geschlossen ist, und überträgt den Gewölbedruck auf seine Unterlage. Beim Ausrüsten ist es nun notwendig, den Pfropfen wegzunehmen und etwas auf die Blechbüchse zu klopfen, worauf der Sand ausfließt. Natürlich darf der Sand nicht naß sein, denn dieser fließt nicht, und die Senkung hat Schwierigkeiten. Es werden daher die Sandtöpfe mit Schutzmittel gegen Nässe versehen. Man füllt den Zwischenraum zwischen Holzstempel und Sand mit Harz, Pech, Asphalt und anderen wasserdichten Stoffen aus. Ferner wird der ganze Sandtopf auch noch mit geteerten Tüchern eingehüllt, um das Wasser fernzuhalten; auch empfiehlt es sich, die untere Lage aus Blech oder Eisen zu machen, damit die Feuchtigkeit des Holzes, welches ja immer hygroskopisch ist, sich nicht dem Sande mitteilt. Das Ausrüstungsverfahren mit Sandtöpfen ist sehr einfach und kostet wenig. Der Druck darf ebenfalls nicht

zu groß sein. Für gewöhnlich nimmt man als Durchmesser des Sandtopfes etwa 25 cm. Die Dicke der Blechhülse beträgt 2 bis 3 mm, die Weite der Ausflußlöcher 2 cm, und es ist angezeigt, den Ausflußlöchern einen kleinen Ansatz zu geben.

Die Schraubenspindeln haben eine etwas vollkommenere Einrichtung, weil man das Senken mehr gleichmäßig und nicht ruckweise durchführen kann wie beim Ausschlagen der Keile. Dieselben sind zwischen Unterbau und Lehrgerüst eingebaut. Die Schraube hat eine feste Mutter notwendig in dem gemeinsamen Unterzuge oder im Unterbau des Gerüstes und wird mittels eines viereckigen Schraubenschlüssels gedreht. An Stelle dieses kann auch in der Spindel ein Durchstecker angebracht werden. Das Drehen muß gleichmäßig an allen Schrauben erfolgen, und zwar in gleicher Weise. Die Anzahl bezw. die Ausbildung der Schrauben ist so zu bestimmen, daß nicht eine übermäßige Beanspruchung eintritt. Als zulässige Inanspruchnahmen für den Eisenquerschnitt wären 700 bis 800 kg/cm² einzusetzen. Die Schrauben sind den Keilen vorzuziehen, jedoch bei großen Brücken teuer. Es kann vorkommen, daß diese Schrauben einrosten und sich sehr schwer drehen lassen, daher sie beim Einsetzen gleich einzufetten und ebenso wie die Sandtöpfe durch geeignete Mittel gegen Feuchtigkeit und Nässe zu schützen sind.

Zum Schluß der Abhandlung über die Ausrüstungsvorrichtungen möge erwähnt werden, daß die großen gewölbten Steinbrücken bei den neuen österreichischen Alpenbahnen nach Anordnung des Herrn Oberbaurats Josef Zuffer eigene Ausrüstungen erfahren haben, welche darin bestanden, daß zwischen Unter- und Obergerüst Klötze aus hartem Holze aufgelegt wurden, welche auf ihrer unteren Fläche in eigener Form ausgeschnitten waren, so daß nur eine ganz bestimmte Fläche den Druck jedes Stützpunktes auf das Untergerüst übertrug. Durch geeignete Sägeschnitte wurden die Auflagerflächen dieser Klötze immer verkleinert, so daß durch den großen Überdruck eine allmähliche Einpressung des Klotzes des Untergerüstes eintrat und so ein Senken der ganzen Rüstung erfolgte.

Diese Methode hat sich bei den großen Steinbrücken, insbesondere bei dem 85 m weiten Steinbogen zu Salkano bestens bewährt und dürfte sich auch zum Ausrüsten großer Betonbrücken eignen.

Zu 3. Das Tragwerk. Das Tragwerk ist meistens so ausgeführt, daß die Schalung mit den in ihr ruhenden Betonmassen auf der Oberkante desselben aufruht und diese gegen den Untergrund abgestützt oder sprengwerkartig ausgebildet werden. Jedoch bringen es örtliche Verhältnisse mit sich, daß das Tragwerk als Hängewerk ausgebildet ist und die Schalung in irgend einer Weise verhängt ist. Diese Hängewerke kommen jedoch selten vor und soll bei der Besprechung einiger typischen Lehrgerüstformen auf sie näher eingegangen werden. Die als Sprengwerk ausgebildeten Tragwerke des Gerüstes teilt man ein:

1. in freitragende; 2. in unterstützte.

Die freitragenden Konstruktionen kennzeichnen sich dadurch, daß zu ihrer Auflagerung nur zwei Stützpunkte dienen, während die unterstützten mehrere Stützpunkte aufweisen und in mannigfacher Art ausgebildet erscheinen. Man kann sie einteilen: a) in Strebenwerke, b) Ständerwerke, c) Dreiecksprengwerke, d) Trapezsprengwerke, e) Vielecksprengwerke, f) Bogenträger.

Berechnung der Lehrgerüste.

Was die Berechnung anbelangt, so unterscheidet sich die Last bei Betonbrücken wohl von der bei den Haustein- und Bruchsteinbrücken. Wie bekannt sein dürfte, wird für die Berechnung der Lehrgerüste für Brücken mit Wölbsteinen eine eigene

Drucklinie für dasselbe vorerst konstruiert, welche abhängig ist von der Reibung der Wölbsteine sowohl untereinander, als auch mit der Schalung, und welche ihre größten Ordinaten am Scheitel hat, die gegen den Anlauf zu abnehmen. Bei den gewölbten Brücken aus Beton und Eisenbeton wird man wohl von diesen beiden Reibungskoeffizienten absehen müssen, und es ist stets die jeweilige Bogenstärke in Rechnung zu ziehen. Außer dieser reinen Betonlast muß aber noch mit einer Nutzlast infolge Menschengedränge, das beim Einstampfen des Betons oft eintritt, also mit mindestens 400 kg/m² gerechnet werden.

Um den ungünstigen Einfluß der früher besprochenen dynamischen Wirkungen zu berücksichtigen, wird von vielen Ingenieuren für die Konstruktion der Lehrgerüste von Betongewölben die 1,5fache Bogenstärke in Rechnung gestellt. Die Berechnung gliedert sich in der Weise, daß zuerst die Schalung, sodann die Kranzhölzer, ferner die event. Pfetten sowie die anderen Teile des Tragwerkes berechnet und dimensioniert werden. Die Schalungspfosten gehen zwar kontinuierlich über die Kranzhölzer und werden kleinere Momente aufweisen, als sie der freiaufliegende Träger verlangt. Infolge der dynamischen Wirkungen und aus anderen Sicherheitsgründen werden sie jedoch immer als zwischen den Kranzhölzern freiauflagernde Träger gerechnet. Dasselbe gilt von den Kranzhölzern. Diese werden in Entfernungen von 100 bis 200 cm angeordnet. Die einzelnen Ständer und Streben sind auf Knickung zu rechnen. Es sei erwähnt, daß die meisten Tragwerke der Lehrgerüste eigentlich statisch unbestimmte Konstruktionen sind und deren genaue Berechnung eine sehr große Mühe und Zeit erfordern würde, welche zu dem provisorischen Charakter der Lehrgerüste in gar keinem Verhältnisse stünde. Es werden daher die Tragwerke nicht mit Rücksicht auf ihre Formänderung berechnet, sondern als einfache statisch bestimmte Systeme untersucht und dimensioniert.

Allgemeine Anordnung der Lehrgerüste.

Ist für eine Betonbogenbrücke ein Lehrgerüst zu lösen, so muß man sich vor allem klar und einig werden über die Anzahl der Stützpunkte für das Tragwerk, also immer den Aufbau des Lehrgerüstes von unten nach oben anfangen.

Bestehen bereits Widerlager und Zwischenpfeiler, so können diese direkt zur Auflagerung des Lehrgerüstes dienen, wie dies auch aus den Abb. 37 u. 63 zu sehen ist. Die Anzahl und Art der Zwischenunterstützungen ist von vielfachen Umständen abhängig. Handelt es sich um einen Bogen, unter dem das Erdreich erst später ausgehoben wird, wie bei Einschnitten und Kanalbauten, so stützt man die Schalung direkt an das Erdreich mittels Ständer, die durch Pfosten unterstützt sind, um ein Eindrücken der Ständer in das Erdreich zu verhindern (Abb. 32, 38, 40, 42 u. 43).

In den weitaus meisten Fällen wird man aber bei Lehrgerüsten zu Zwischenstützen greifen, in Form von geschlagenen Pfahlreihen, welche entweder einfach oder doppelt mittels Zangen und Verstrebungen zu ganzen Jochen ausgebildet sein können und außerdem gegen die schädlichen Einflüsse des Hochwassers mit Flachbürsten verschalt sind (Abb. 23, 26, 28, 34, 55 u. 59).[1])

Ist das Gewässer besonders reißend und gefährlich, so wird man zu gemauerten Zwischenstützen greifen. Diese Zwischenstützen werden bis zu einer solchen Höhe geführt, daß der unterste Teil des Obergerüstes über das größte Hochwasser zu liegen kommt. Ist man über die Anzahl der Stützpunkte einig, so geht man zur Lösung des Obergerüstes, welches Hand in Hand mit der Schalungsausbildung ent-

[1]) In Gegenden, wo die Herstellung von hölzernen Pfahlreihen kostspieliger ist, kann zu Eisenbetonpfählen gegriffen werden, wie dies Dr. Zielinski in Budapest beim Bau der Temesbrücke in Örményes zur Anwendung brachte, deren nähere Beschreibung im Kapitel „Bogenbrücken“, III. Band, 3. Teil, gegeben wird.

worfen wird. Zu erwähnen wäre, daß die Formänderung bei den Lehrgerüsten mit Zwischenstützen eine viel geringere ist als bei freitragenden Gerüstkonstruktionen, und ist deshalb ersteren unbedingt der Vorzug zu geben. Nun gibt es aber vielfach Kombinationen beider Systeme. In vielen Fällen werden die Ständer senkrecht auf die Bogenleibung auf eine gemeinsame Schwelle gestellt, welche man meistens in die Höhe der Kämpfer, bei Flußläufen aber so legt, daß sie über das Hochwasser zu liegen kommen. Sind die Stützen nicht normal auf die Leibung gestellt, so muß ihre entsprechende Komponente in Rechnung gezogen werden. Diese gemeinsame Schwelle ist auf Biegung zu berechnen. Was die freitragenden Gerüste anbelangt, so sind diese praktisch schwieriger auszuarbeiten, und es wäre zu erwähnen, daß das Dreiecksprengwerk noch die größte Steifigkeit von allen diesen Systemen besitzt. Ferner ist zu beachten, daß der Schub der Sprengwerke aufgenommen werden muß, entweder von den Pfeilern oder, wo solche nicht vorhanden sind, durch Holzriegel auf den festen Hintergrund (Abb. 49 u. 55).

Von diesen Sprengwerken wird man sehr oft Gebrauch machen müssen, um die Freihaltung von Öffnungen aus Verkehrsrücksichten, wie bei Bogenbrücken über Bahnen oder Schiffahrtskanäle, bewerkstelligen zu können (Abb. 62, 66 u. 67). Ja in vielen Fällen wird man mit dem Holze kein Auslangen finden und zu Eisenkonstruktionen greifen müssen (Abb. 68, 69 u. 70). Bei solchen Brücken, wo keine Öffnungen freizuhalten sind, empfiehlt es sich, immer ein Gerüst zu errichten, welches ziemlich viele feste Stützpunkte liefert. Oft wird man auch zu Bogenträgern Zuflucht nehmen. Dies ist wohl bei kleineren Spannweiten in Holz möglich, wie dies die Abb. 63 zeigt. Bei größeren Bogen wird man zu Eisenlehrbogen greifen, welche sich aber nur dann wirtschaftlich günstig stellen, wenn sie wieder verwendet werden können, also bei größeren überwölbten Einschnitten, oder bei Herstellung einer Anzahl ganz gleicher Brücken. Bei den Eisenbetonbrücken, in welchen die Armatur aus Profileisenrippen besteht, werden auch diese herangezogen zur teilweisen Tragung der Schalung, wie dies beim System Melan der Fall ist. In diesem Falle werden auf eigens geformten Hängeeisen Gerüstpfetten befestigt, auf welchen die Schalung aufruht (Abb. 71). Alle Gerüste müssen genügend seitlich versteift sein. Am besten ist es, einen unteren Zangenverband zu machen etwas oberhalb der Grundschwelle und dann einen zweiten etwas unterhalb der Kranzhölzer des Bogens. Was die Abbindung der Kranzhölzer anbelangt, so ist es notwendig, insbesondere bei großen Brücken einen eigenen Reißboden in der Nähe der Baustelle anzulegen und hier im Naturmaß den Bogen abzubinden. Erwähnt sei noch, daß es angezeigt ist, während der Herstellung eines Betonbogens stets eine genügende Anzahl tüchtiger Zimmerleute innerhalb der Gerüstung sich aufhalten zu lassen, welche insbesondere die Ausrüstungsvorrichtungen zu überwachen und, falls es Keile sind, die durch das Stampfen gelockert werden, diese nachzutreiben haben, im übrigen aber bei unvorhergesehenen Fällen rasch bei der Hand sind.

Musterbeispiele ausgeführter Lehrgerüste für Betonbogenbrücken.

I. Feste Lehrgerüste mit Zwischenstützen.

a) Ständerwerke.

Lehrgerüst über die Prudnik an der Eisenbahn Jägerndorf—Ziegenhals, ausgeführt von der Unternehmung Gebr. Huber in Breslau. Die Schalung dieser Brücke von 24 m Lichtweite besteht aus 5 cm starken Pfosten, welche auf senkrecht gestellten 7 × 25 cm starken Kranzhölzern aufruhen. Diese Kranzhölzer

sind nicht miteinander verbunden, sondern liegen nebeneinander auf jeder Pfette aut und sind in Achsenentfernungen von 75 cm angeordnet. Die Kranzhölzer finden ihr Auflager auf 10 Mittel- und zwei Randpfetten von 18 × 24 cm Stärke. Diese Pfetten ruhen auf fünf Gesperren auf, die in Entfernungen von 1,20 m angeordnet sind. Jede Pfette ist durch einen senkrechten Ständer von 15 × 15 cm Stärke unterstützt, die Ständer ruhen auf einer durchgehenden gemeinsamen Bodenschwelle auf, die an den Widerlagern verkeilt ist. Unter jedem Ständer ist eine Holzpilote. Je fünf Piloten einer Reihe sind mit Pfosten verschalt; an ihrem Kopfe liegt ein Holm auf, welcher die Ausrüstungsvorrichtung, hier Gewölbeschrauben, zu tragen hat. Die einzelnen Ständer sind durch Zangen gegenseitig versteift, die anderen Einzelheiten sind in der Abb. 18 zu sehen. Ein anderes schönes Ständerwerk gibt die Abb. 19, welches bei der Anschlußöffnung der Ybbsbrücke in Waidhofen zur Ausführung gelangte. Die Abb. 20 gibt das Lichtbild der eingerüsteten Monierbrücke im Zuge der Kreuzgasse als Übersetzung der Vorortlinie der Wiener Stadtbahn. Es ist daraus zu entnehmen, daß jede Pfette direkt durch Rundholzständer auf den gewachsenen Boden abgestützt wird.

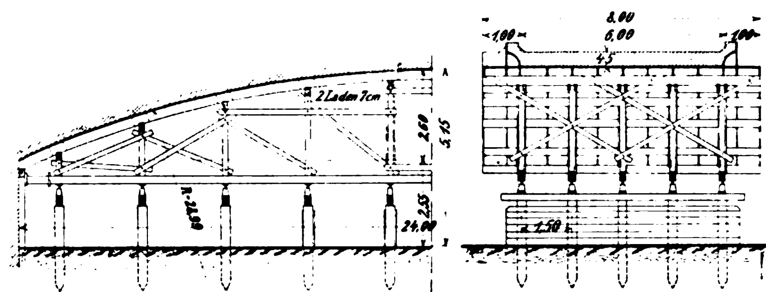


Abb. 18. Lehrgerüst über die Prudnik.

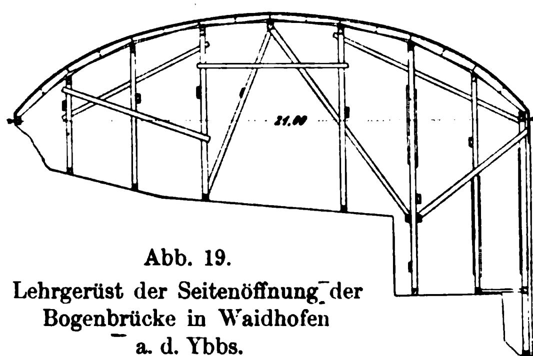


Abb. 19.
Lehrgerüst der Seitenöffnung der Bogenbrücke in Waidhofen a. d. Ybbs.

Ein weiteres, aber nicht mehr so ganz reines Ständerwerk ist die Einrüstung der Sillbrücke bei Innsbruck, wie sie von der Unternehmung Westermann u. Cie. ausgeführt wurde. Diese Brücke, deren Bogen eine Plattenbalkenkonstruktion darstellt, ist durch fünf Joche unterstützt. Jedes Joch besteht, wie die Abb. 21 zeigt, aus fünf Pfählen, welche auf einem gemeinsamen Betonklotz in Entfernungen von 2 m aufstehen. Von Interesse ist hier zu erwähnen, daß die Bodenschwelle in verschiedenen Höhen angeordnet erscheint; die Stützpunkte am Kämpfer sind tiefer gelagert als die drei mittleren. Die mit Zangen versteiften Joche tragen ein waldkantig behauenes Kappholz von 20 cm Höhe, auf welchem die Aus-



Abb. 20. Lichtbild der Brückeneinrüstung im Zuge der Vorortlinie bei der Kreuzgasse.

rüstungsvorrichtungen, bestehend aus Sandtöpfen, gelagert sind. Die Schalung besteht aus 5 cm starken Pfosten und den zugehörigen Kranzhölzern, welche eigens

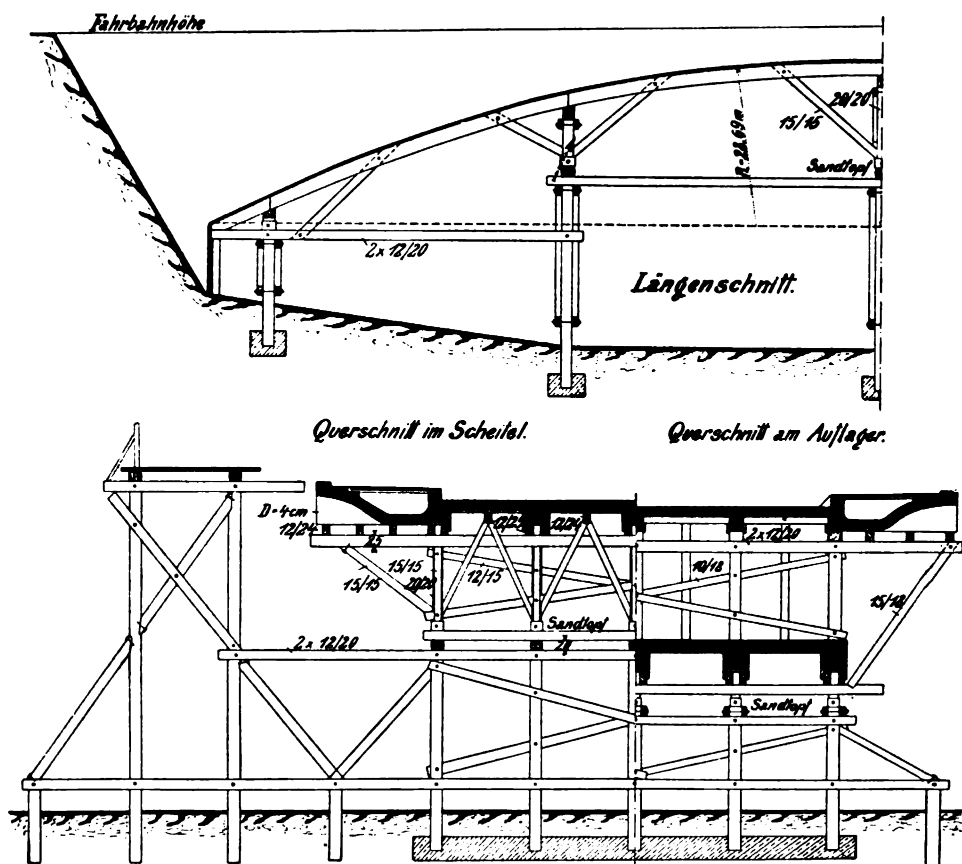


Abb. 21. Lehrgerüst der Sillbrücke bei Innsbruck.

ausgebildet sind infolge der Plattenbalkenkonstruktion, so daß jeder Balken durch zwei solche Kranzhölzer 12 × 25 cm und außerdem die dazwischenliegende Platte durch ein Kranzholz 12 × 24 cm unterstützt sind. Die Kranzhölzer der Balken sind im ganzen durch fünf Pfetten von 25 × 25 cm Stärke unterstützt. Von diesen Pfetten geht der 20 × 20 cm starke Ständer direkt herunter auf den Sandtopf.

Die Kranzhölzer der Platte sind durch Dreiecksprengwerke mit den Stützpunkten je zweier verschiedener Joche abgespreizt. In der Abb. 21



Abb. 22. Lichtbild des Lehrgerüstes der Rheinbrücke bei Tavanasa.

ist außerdem das Gerüst der Sparöffnungen im Querschnitt sowie auch das Versetzgerüst zu sehen.

Ein anderes Ständerlehrgerüst der 50 m weiten Bogenbrücke über den Rhein



Abb. 23. Lichtbild der Eingerüstung der Rheinbrücke bei Tavanasa.

bei Tavanasa, welche von der Unternehmung Maillart u. Cie ausgeführt wurde, geben im Lichtbilde die Abb. 22 u. 23. Mit Rücksicht auf die reißende Strömung und



Abb. 23a. Lichtbild des Lehrgerüstes der Brücke über die Lambro bei Carate.

den steinigen Grund war die Anlage des Lehrgerüstes nicht ganz leicht. Holzpfähle konnten nicht eingetrieben werden. Darum suchte man in erster Linie mit einem Mindestwert von Stützpunkten auszukommen, was durch Anwendung 8 m langer

eiserner I-Träger erreicht worden ist. Zur Befestigung der Stützpunkte wurden da, wo es anging, Rundeisenstangen und Bahnschienen zwischen den Steinblöcken eingetrieben, durch Steindämme das Wasser ringsherum beruhigt und dann unter Wasser um die hervorragenden Pfahlenden herum Betonsockel in einem versenkten Formkasten ausgeführt. Diese bildeten eine feste Grundlage für die Holzständer, auf welche die Sandtöpfe zu stehen kamen. Auf diesen sind Stühle eingerichtet, welche den erwähnten Eisenträgern als Auflager dienen. Die Gerüstböcke wurden bis hoch hinauf verschalt, und unmittelbar nach dem fertigen Betonieren wurden die Längsverstrebungen entfernt, wie dies aus dem Vergleich der

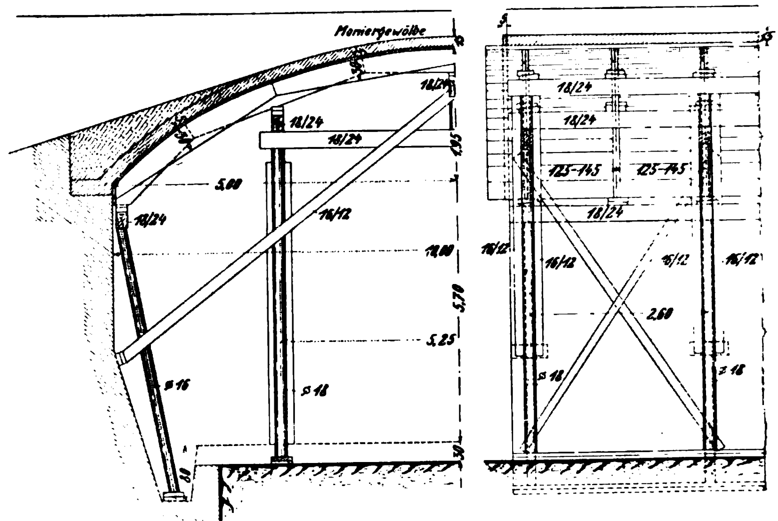


Abb. 24. Eingerüstung der Wiener Stadtbahn.

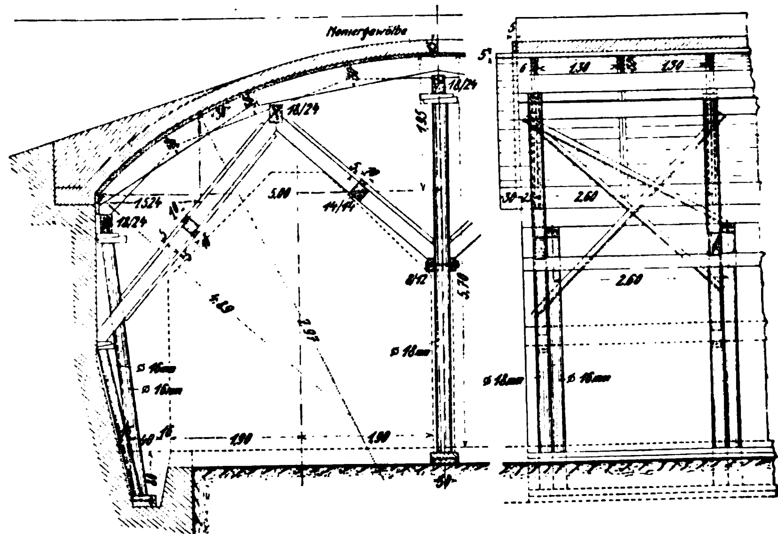


Abb. 25. Eingerüstung der Wiener Stadtbahn

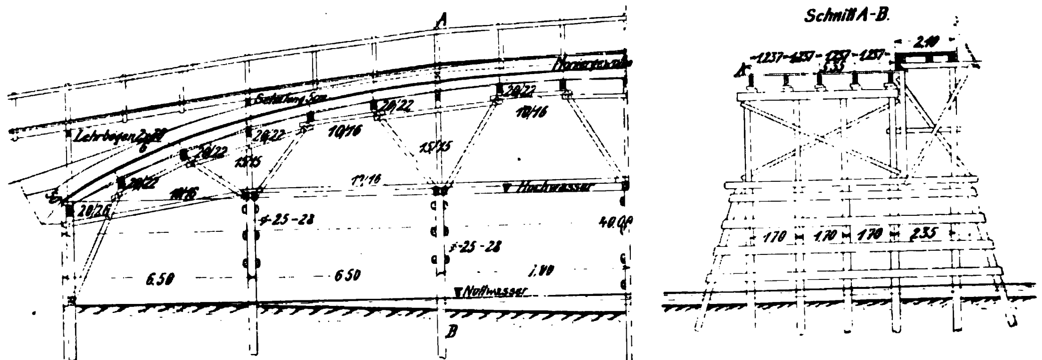


Abb. 26. Eingerüstung der Ybbsbrücke bei Groß-Hollenstein.

Abb. 22 u. 23 hervorgeht, um den Hochwassern so wenig als möglich Angriffpunkte zu geben. Bei diesem Lehrgerüst ist zu sehen, daß die sonst üblichen Kranzhölzer durch Eisenträger ersetzt wurden. Auf diesen Eisenträgern ruhen, wie aus den Abb. 22 u. 23 zu entnehmen ist, in kurzen Entfernungen vierkantige Polsterhölzer auf, welche die eigentlichen Schalpfosten tragen. Die Anwendung von Eisenträgern statt Sprengwerken gestattet es, die Sandtöpfe hoch oben anzuordnen, so daß sie dem Hochwasser entrückt sind. Werden die Sandtöpfe in sonst üblicher Weise unten angeordnet, so ist dort aus Stabilitätsgründen ein Längsverband des Gerüstes nicht zu vermeiden, der bei hohem Wasserstand mißlich werden kann. Zum Schlusse der reinen Ständerwerke sei das Lichtbild der Eingerüstung der Brücke über die Lambro bei Carate in der Abb. 23a wiedergegeben, wie sie von Ingenieur Leonardi in Mailand zur Ausführung gelangte.



Abb. 27. Lichtbild der Eingerüstung der Ybbsbrücke bei Groß-Hollenstein.



Abb. 28. Lichtbild der Eingerüstung der Monierbrücke in Bielitz.



Abb. 29. Lichtbild der Eingerüstung der Brücke über die Bormida.

Der Reihe nach kommen nun einige Übergangsformen der Ständer- zu den reinen Strebewerken zur Besprechung.

Einrüstung der Überwölbungen bei der Wiener Stadtbahn. Daselbst kamen zwei Arten von Einrüstungen zur Ausführung, je nachdem ein- oder zweigleisiger Rollbahnverkehr während des Bahnbaues vorgesehen war. Die Abb. 24 zeigt das Lehrgerüst für den eingleisigen Verkehr. Die Schalung besteht aus 5 cm starken Pfosten, welche mittels Kranzhölzer unterstützt werden, die aus zwei miteinander verschraubten 5 × 30 cm starken Pfosten gebildet sind. Die einzelnen Lehrbogen sind 125 bis 145 cm voneinander entfernt. Diese ruhen auf fünf Pfetten von 18 × 24 cm Stärke auf. In der Achse jedes zweiten Lehrbogens, also in Entfernungen von 2,5 bis 2,9 m, sind die Pfetten durch Rundhölzer von 18 cm Durchmesser unterstützt, welche mittels einer doppelten Pfostenunterlage auf dem gewachsenen Boden aufruhen. Die mittlere Pfette ist durch zwei Kanthölzer von 12 × 16 cm Stärke auf das fertige Bruchsteinwiderlager abgesprengt. Die einzelnen Rundhölzer sind in der Längsrichtung durch Zangen und Andreaskreuze versteift. Die Ausrüstung geschah mittels Keile, welche zwischen den Lehrbogen und den Pfetten lagern und in erstere etwas eingeschnitten sind. Die andere Einrüstungsform für den zweigleisigen Rollbahnverkehr zeigt die Abb. 25. Die Anordnung der Schalung und Pfetten ist dieselbe wie früher. Nur die Ausbildung des Untergerüstes und die Lage der Ausrüstungsvorrichtungen ist anders erfolgt. Die beiden Randpfetten und die Mittelpfette sind durch Rundholzständer gegen den gewachsenen Boden abgestützt, während die Pfette in den Viertelpunkten des Moniergewölbes durch Dreiecksprengwerke einerseits gegen das Widerlager und einen daselbst befindlichen Stempel, anderseits gegen den Mittelständer abgestützt ist. Die Keile sind hier stets unterhalb der Pfetten auf den einzelnen Ständern gelagert.

Lehrgerüst der Bogenbrücke über die Ybbs in Groß-Hollenstein. Der Hauptbogen dieser Brücke hat eine Lichtweite von 40 m, und man sah sich genötigt, ein Lehrgerüst mit Zwischenstützen anzuordnen. Diese Zwischenstützen bestanden aus Pfahlreihen, wovon die beiden mittleren in Entfernungen von 7 m, die äußeren in 6,5 m Entfernung geschlagen wurden. Jede Pfahlreihe bestand aus fünf Rundholzpfählen von 25 bis 28 cm Durchmesser, welche vorn und rückwärts durch Eisbäume gesichert waren. Durch Zangen aus waldkantigen Hölzern wurden die Pfähle zu einem Joche vereinigt. Die Pfähle waren 1,70 m voneinander entfernt, bis auf den äußersten, der die Arbeitsbrücke zu tragen hatte und in einer Entfernung von 2,35 m geschlagen wurde. Die Oberkante jedes Joches wurde über Hochwasser mittels zweier Kanthölzer als Holm zur Aufnahme des Obergerüstes zubereitet. Das Obergerüst wurde so ausgebildet, daß jede Pfahlreihe die Last von je drei Pfetten aufzunehmen hatte, welche durch Streben übertragen wurde. Die Schalung bestand wieder aus 5 cm starken Pfosten, welche auf Lehrbogen in Entfernungen von 1,237 m gelagert waren. Diese ruhten wieder auf Pfetten in Entfernungen von 2,3 bis 2,5 m, welche mit dem Hilfsgerüst in gar keinem Zusammenhange waren, wie dies der Querschnitt der Abb. 26 zeigt. Zur Versteifung der Streben diente ein knapp über Hochwasser und ein unterhalb der Pfetten durchgehender Zangenverband. Die anderen Einzelheiten sind aus der Abb. 26 zu ersehen, während die Abb. 27 ein Lichtbild des Lehrgerüstes beider Öffnungen dieser Brücke wiedergibt.

Lehrgerüste ähnlicher Art zeigen: die Abb. 28 im Lichtbilde, welches für die Monierbrücke über die Bialka in Bielitz diente, und welche gleich den beiden vorher beschriebenen Objekten von der Wiener Betonbauunternehmung G. A. Wayss u. Cie. ausgeführt wurde, sowie die Abb. 29, welche die Eingerüstung der Brücke über die Bormida darstellt. Bei dieser ist zu ersehen, daß daselbst keine Pfetten zur

Anwendung gelangten, sondern die Schalung durch ganze Trapezsprengwerke mit angebrachtem Riegel auf die Pfahljoche abgestützt ist.

In ähnlicher Weise erfolgte auch die Ausbildung des Lehrgerüstes der großen Isarbrücke bei Grünwald.[1]) Bei dieser Brücke, welche aus zwei Monierbogen von 70 m Lichtweite besteht, wurde das Untergerüst aus Pfahljochen hergestellt. Jedes Joch hatte sieben Pfähle von 30 bis 32 cm Durchmesser. Im Inundationsgebiet wurden fünf Joche auf Betonklötze gestellt. Alle übrigen Pfähle wurden mit einer elektrischen Ramme getrieben, eine Arbeit, die durch den festen Untergrund oft sehr erschwert war. Die Achsenentfernung der Pfähle und Lehrbogen betrug 1,25 m. Auf jeder Pfahlreihe lag ein Kappholz von 30 × 30 cm Stärke. Auf diesem saßen auf einer Hartholzunterlage, 70 × 30 × 12 cm stark, die Sandtöpfe von 40 cm Höhe, welche oben ebenfalls durch ein Eichenstück von 36 × 24 × 10 cm Stärke bedeckt waren. Auf diesen Ausrüstungsvorrichtungen ruhte das Obergerüst. Dieses hatte 11 Stützpunkte. Die beiden äußersten übertrugen den Druck direkt auf den Kappbaum, während die sieben mittleren den Druck auf einen Zwischenständer übertrugen. In jedem Knotenpunkte vereinigten sich drei Streben von 22 × 22 cm Stärke.

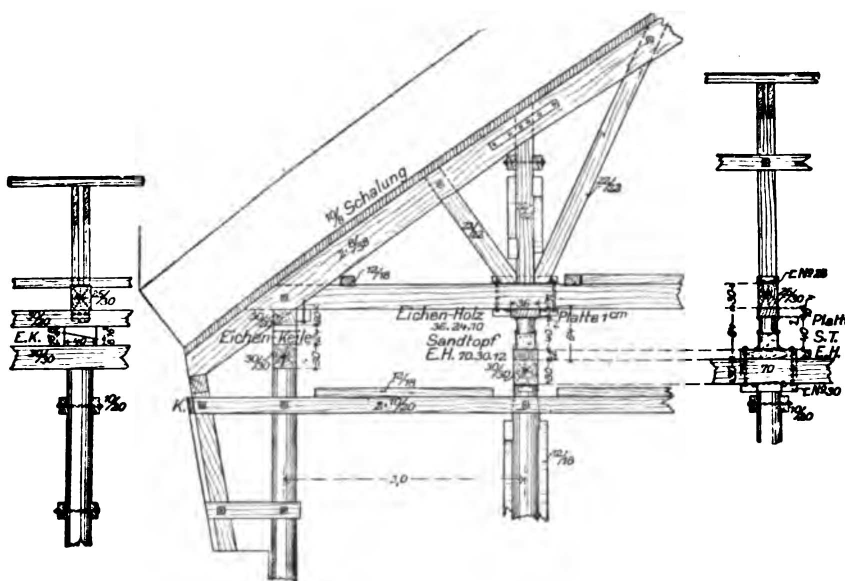


Abb. 30. Einzelheit des Lehrgerüstes der Isarbrücke bei Grünwald.

Diese Streben waren mit den Kanthölzern der Kranzhölzer verschraubt und eingelassen, welche eine Stärke von 2 × 8 × 38 cm besaßen, die hinwieder die Schalung von 10 × 8 cm Stärke trugen (Abb. 30). Die Langschwellen, welche zur Vermeidung von Änderungen des Gerüstes durch die ganze Länge der Spannweite hindurchgeführt wurden, erhielten sowohl an der oberen, als auch an der unteren Seite schmiedeiserne Schuhe, welche den Druck der Ständer auf die Schwellenhölzer verteilten. Desgleichen erfolgte das Aufsetzen des Lehrgerüstes auf die eingerammten Pfähle in sorgfältiger Weise unter Zuhilfenahme von Eisenkonstruktionen und Eichenholzeinlagen, wie dies auch aus der Abb. 31 zu ersehen ist. Das Lehrgerüst, welches auf 8 m Brückenbreite sieben Lehrbogen aufwies, saß auf 154 Sandtöpfen, welche nicht nur als gute und solide Auflager gedient haben, sondern sowohl durch zweckentsprechende Konstruktion, als auch durch richtige Wahl des Füllmaterials sich bei der Ausrüstung auf das glänzendste bewährt haben. Diese Sandtöpfe aus Eisenblech und einem Stempel aus Eichenholz sind vor ihrer Verwendung auf den drei-

[1]) Deutsche Bauzeitung (Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau) 1904, 19. Oktober.

fachen Druck erprobt worden. Nur bei den ersten Unterstützungen beim Auflager wurden Eichenkeile verwendet (Abb. 30). Es dürfte von Interesse sein, die Art der Ausrüstung zu erwähnen. Diese erfolgte auf beiden Bogen gleichzeitig am 1. August 1904, nachdem der Beton drei Monate lang auf dem Lehrgerüst geruht hatte, und nachdem auch der ganze Aufbau, einschließlich der Fahrbahn, fertiggestellt war. Zur Ausschalung wurden 28 zuverlässige Leute verwendet, welche je mit einem kleinen Metallbecher, 0,25 l fassend, einem Schraubenschlüssel und einem kleinen Löffel versehen waren. Auf ein Signal wurden gleichzeitig bei beiden Bogen die Schrauben der Sandtöpfe unter dem Mitteljoche geöffnet und ein Becher Sand entfernt. Dieser Vorgang wurde dann jeweilig an vier Jochen gegen die Widerlager zu symmetrisch wiederholt, so daß eine allmähliche Senkung des Bogens vom Scheitel aus durchgeführt wurde, bis schließlich der Bogen nach einer dreistündigen Dauer der Ausrüstungsarbeiten vollständig frei trug. Dem Lehrgerüst war beim Abbinden eine Überhöhung von 10 cm am Scheitel gegeben worden. Bis zum Gewölbeschluß betrug die Senkung nur 17 mm; vom Gewölbeschluß bis zum Ausschalen war eine meßbare Senkung nicht festzustellen.

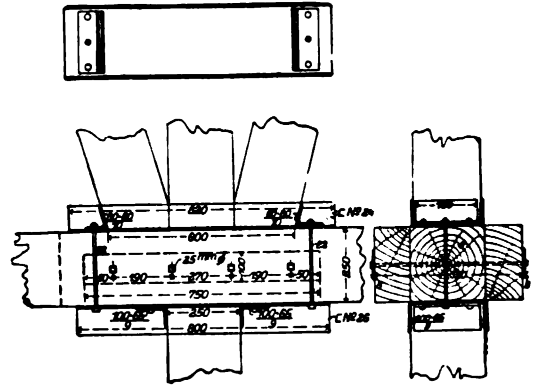


Abb. 31.
Einzelheit des Lehrgerüstes der Isarbrücke bei Grünwald.

Ein in ähnlicher Weise ausgeführtes Lehrgerüst ist das der **Ausstellungsbrücke in Düsseldorf**, welches teilweise in der Abb. 32 wiedergegeben ist. In dieser Abbildung ist hauptsächlich die Anordnung eines Lehrgerüstes für eine **Bogenbrücke mit Kämpfergelenken** zu sehen. Es ist daraus zu entnehmen, daß der eine Kämpfergelenkquader mit dem bogenartig auskragenden Widerlager eigens unterstützt wurde, während das Lehrgerüst des Bogens einschließlich des anderen Kämpfergelenkquaders in gar keinem Zusammenhang mit ersterer Unterstützung ist. Die beiden Gelenkquadern ruhen mittels je zweier Polsterhölzer auf den Gesperren. Zwischen Polsterholz und Unterfläche des Quaders befinden sich kleine Holzkeile zur Ausrüstung. Das Untergerüst ist ebenfalls eigenartig ausgebildet. Die einzelnen Stützpunkte ruhen auf einer durchgehenden Sohlenschwelle auf, welche unterhalb der Stützpunkte mit Pfostenlagern unterpackt

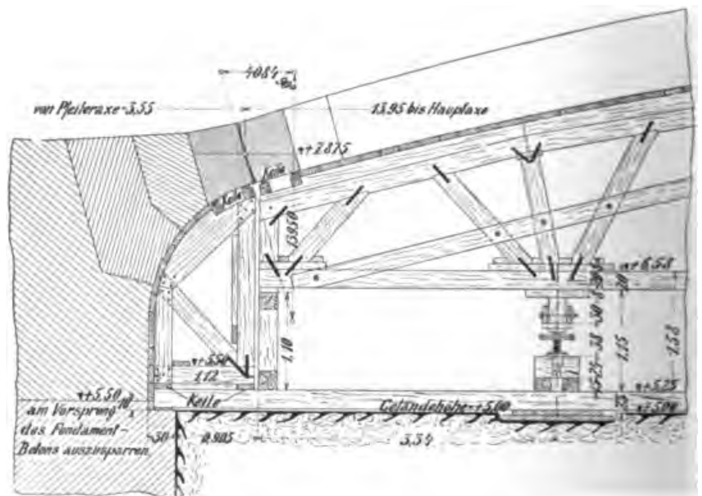


Abb. 32. Lehrgerüst der Ausstellungsbrücke in Düsseldorf.

ist, um ein Eindrücken derselben zu verhindern. Die Ausrüstung geschah mittels Spindelschrauben, und nur die äußersten Endstützpunkte wurden mit Keilen ausgerüstet. Alle anderen Einzelheiten zeigt die Abb. 32.

b) Strebenwerke.

Viele Lehrgerüste von Betonbogenbrücken werden so ausgebildet, daß von einzelnen festen Punkten des Untergerüstes oder auch direkt von der Sohle aus eine ganze Reihe von Streben, fächerartig auseinandergehend, angeordnet werden. Beispiele dieser Strebenwerke wären:

Lehrgerüst der Monierbrücke über die Ybbs bei Allersdorf. Diese Brücke besitzt zwei Öffnungen zu 44 m Lichtweite. Das Untergerüst jeder Öffnung

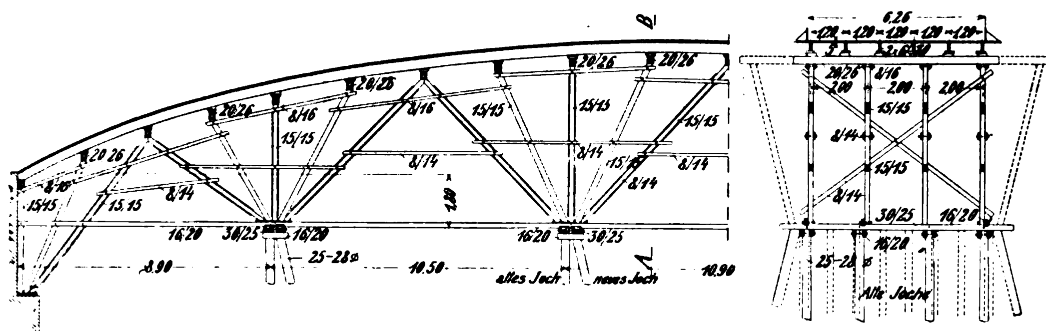


Abb. 33. Lehrgerüst der Ybbsbrücke bei Allersdorf.

besteht aus vier Holzjochen in Achsenentfernungen von 8,90, 10,50 und 10,90 m. Die Verschiedenheit dieser Achsenentfernungen war dadurch bedingt, daß auch die alten Joche der früher bestandenen Holzbrücke teilweise verwendet wurden, wie dies



Abb. 34. Lichtbild des Lehrgerüstes der Ybbsbrücke in Waidhofen.

auch aus der Abb. 33 zu ersehen ist. Jedes Joch besteht aus acht Paar Pfählen von 25 bis 28 cm Durchmesser und außerdem aus zwei schiefen Schutzpfählen. Auf jedem Joche lagern zwei Kapphölzer von 30 × 25 cm Stärke. Auf diesen vereinigen

sich je fünf Streben von 15 × 15 cm Stärke. Jede Strebe fängt eine Pfette von 20 × 26 cm Stärke, so daß jede mittlere Pfette stets von zwei Streben, die an zwei verschiedenen Jochen laufen, gestützt ist. Es wurden im ganzen vier Gesperre angeordnet, bei einer gegenseitigen Achsenentfernung von 2 m. Die Schalung besteht aus Kranzhölzern, aus 2 × 6 × 30 cm starken Pfosten in Entfernungen von 1,20 m angeordnet, und aus einer 5 cm starken Pfostenschalung. Das ganze Gerüst hat drei Zangenverbände, einen wagerechten knapp oberhalb der Kappbäume, einen mittleren und einen oberen knapp unterhalb der Pfetten.

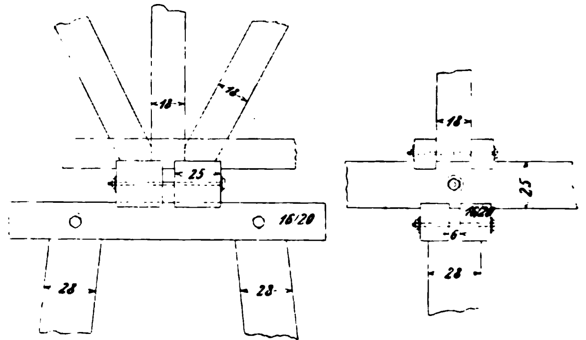


Abb. 35. Einzelheit des Lehrgerüstes der Ybbsbrücke in Waidhofen.


Abb 36. Lichtbild des Lehrgerüstes der Eisenbahnbrücke über den Bruchmühlbach.

Die Zangen sind doppelt und 8 × 14 cm stark. Der mittlere und obere Zangenverband ist so angeordnet, daß eine Strebe stets beim Zangenstoß von zwei verschiedenen Zangen gefangen ist. Die Ausrüstung geschah mittels Keile, die zwischen Kranzholz und Pfette angeordnet wurden.

In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Anordnung des Lehrgerüstes für die Ybbsbrücke in Waidhofen, welches die Abb. 34 im Lichtbilde wiedergibt. Bei diesem 40 m weiten Monierbogen besteht der Unterbau des Lehrgerüstes aus drei Mitteljochen. Jedes Joch hatte 7 × 2 = 14 Tragpfähle und außerdem zwei Eisbäume von durchschnittlich 30 cm Durchmesser, die Joche waren außen mit Pfosten verschraubt. Je zwei zueinander gehörige Pfähle eines Joches hatten an ihrem Kopfe zwei Querhölzer von 16 × 20 cm Stärke angeschraubt. Auf diesen Querhölzern lagen zwei Längshölzer von 25 × 25 cm Stärke, auf welchen erst die Auflagerung den Streben erfolgte, wie dies die Abb. 35 zeigt. Die andere Anordnung des Obergerüstes ist ähnlich der früher beschriebenen. Diese wie auch die vorige Brücke wurden von der Wiener Betonfirma G. A. Wayss u. Cie. ausgeführt.

Ein hübsches Strebenwerk ähnlicher Art ist im Lichtbilde in der Abb. 36 zu sehen. Es ist dies die Eisenbahnbrücke über den Bruchmühlbach in der Pfalz, welche von der Firma Wayss u. Freytag in Neustadt a. Haardt ausgeführt wurde. Es ist eine Stampfbetonbogenbrücke ohne Gelenke. Die Lichtweite des Hauptbogens

beträgt 20,60 m. Die beiden Randöffnungen sind mittels Dreiecksprengwerke gegen die Widerlager abgesteift. Im Bilde ist auch die Einschalung der Brüstungsmauern und Widerlager sowie das Hilfsgerüst auf der einen Seite zu sehen.



Abb. 37.
Lichtbid des Lehrgerüstes der Parkbrücke Vanderbilt.

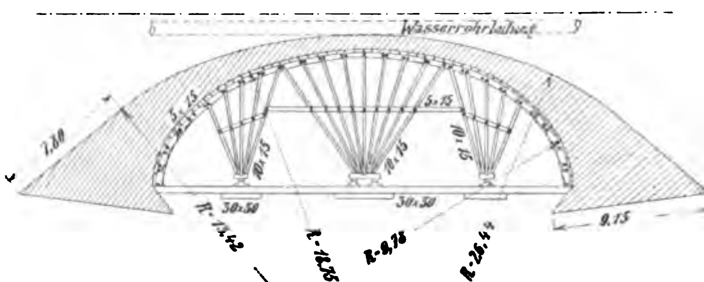
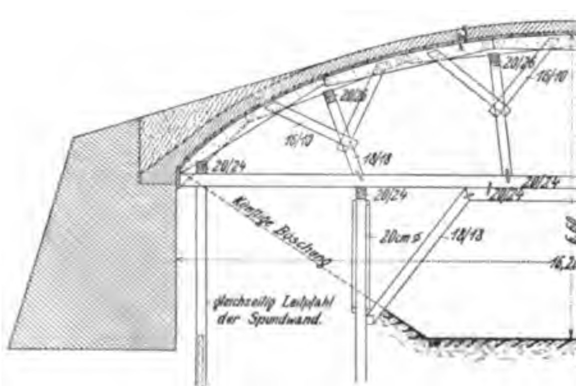


Abb. 38. Lehrgerüst der Brücke über den San Leandro Creek.

Die Abb. 37 gibt das Lichtbild der **Parkbrücke Vanderbilt** in Amerika. Sie stellt ein nicht sonderlich typisches Beispiel eines Strebenwerkes vor. Die Auflagerung des Lehrgerüstes geschieht teilweise auf zwei bestehenden Bruchsteinpfeilern, welche nach der Ausrüstung entfernt wurden. Ein Lehrgerüst, wobei die Übertragung in den Untergrund nur in drei Punkten geschieht, zeigt die Abb. 38. Es ist die Einrüstung für den Stampfbetonbogen von 25 m Weite über den **San Leandro Creek** zwischen Oakland und S. Leandro Cal. Das Lehrgerüst sollte ursprünglich auf Sandtöpfen gelagert werden, welche während der Ausführung



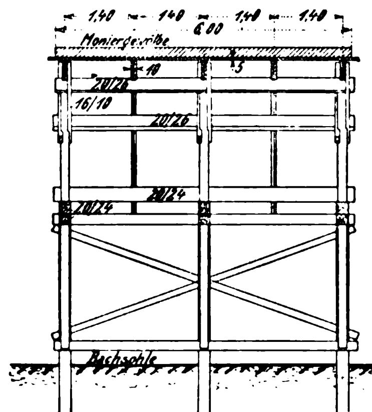


Abb. 39. Lehrgerüst der Monierbrücke über die kleine Tulln bei Zöfing.

durch Keile ersetzt wurden, die sich auf das beste bewährten. Der Bogen wurde in zwei konzentrischen Ringen ausgeführt, und das Gerüst wurde erst ausgerüstet, bis der zweite Ring zehn Tage alt war. Die Senkung am Scheitel betrug 37,5 mm.

Lehrgerüst der Monierbrücke über die kleine Tulln bei Zöfing. Hier

sieht man, wie die Abb. 39 zeigt, bereits eine Teilung in ein Unter- und Obergerüst. Das Untergerüst ruht auf vier Pfahlreihen auf von je drei Rundpfählen von 20 cm Durchmesser. Die Lage der äußeren Pfahlreihen ist so angeordnet, daß diese gleichzeitig als Leitpfähle für die Spundwände der Widerlager dienen. Die mittlere Öffnung mußte wegen des Durchflusses größer ausgebildet werden und ist mittels eines

Abb. 40. Betongerüst für die Unterführung der Bahnhofstraße in Vohwinkel.

Trapezsprengwerkes aus 18 × 18 cm starken Schräghölzern und einem 20 × 24 cm starken Riegel ausgebildet. Das ganze Lehrgerüst besitzt drei solcher Gesperre in Entfernungen von 2,81 m. Auf diesem Untergerüst ruht das Obergerüst, welches aus einer Sohlschwelle von 20 × 24 cm Stärke besteht, welche die einzelnen Streben zu tragen hat, die hier stets senkrecht auf die innere Leibung angeordnet wurden. Die Schalung besteht aus 5 cm starken Pfosten, welche in Entfernungen von 1,40 m durch Kranzhölzer unterstützt werden. Die einzelnen Kranzhölzer ruhen auf sechs

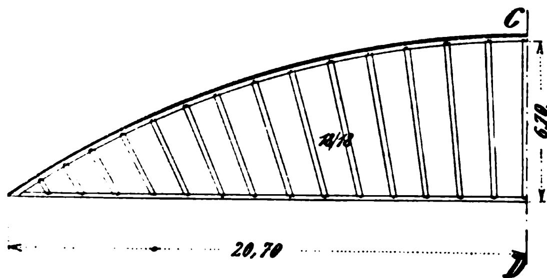
Abb. 41. Einzelheit des Lehrgerüstes in Vohwinkel.

Abb. 42. Betongerüst der Unterführung der Kanalstraße in Köln.

Pfetten auf, welche in Entfernungen von 3,25 m angeordnet sind und eine Stärke von 20 × 26 cm besitzen. Diese Pfetten sind wieder durch 18 × 18 cm starke Kanthölzer auf die gemeinsame Sohlschwelle abgesteift. Die Streben sind außerdem durch Zangen von 10 × 16 cm Stärke mit den Kranzhölzern verbunden.

Lehrgerüst für die Unterführung der Bahnstraße auf Bahnhof Vohwinkel. Daselbst kam ein reines Strebenwerk zur Ausführung mit stets senkrecht angeordneten Streben auf die Gewölbeleibung, wie dies aus Abb. 40 ersichtlich ist.

Diese Stampfbetonbogenbrücke wurde in drei Teilen von 10,85, 12,4 und 10,78 m Breite ausgeführt. In der Mitte mußte ein Lichtraum von 5,0 m Breite und 3,85 m Höhe freigelassen werden. Das Lehrgerüst besteht aus einer gemeinsamen Sohlschwelle von 15 × 15 cm Stärke, welche beiderseits der freigelassenen Öffnung sich gegen die Widerlager hinzieht. Auf dieser Schwelle ruhen die Streben ebenfalls 15 × 15 cm stark auf; diese sind in Entfernungen von 1,7 bis 2,0 m angeordnet. Die einzelnen Gesperre sind 1,1 m voneinander entfernt. Die Streben tragen die Kranzhölzer, welche hier aus 20 × 20 cm starken Kanthölzern bestehen, die polygonal angeordnet wurden und sich stumpf stoßen. Der Zwischenraum zwischen der Polygonseite und der inneren Schalung wurde mit eigenen dazu zugeschnittenen hochkantigen Pfosten erzielt, wie dies der Querschnitt der Abb. 41 zeigt. Die Schalung besteht aus 6 cm starken Pfosten. Je fünf Streben einer Strebenreihe sind durch eine schiefe Querzange von 10 × 15 cm Stärke zusammengehalten. Auch in der Längsrichtung des Gerüstes sind die verschiedenen Streben durch Doppelzangen von 2 × 10 × 15 cm Stärke verbunden, welche auch die gemeinsame Sohlschwelle überbretten. Der letzte Teil beim Widerlager auf eine Länge von 2,33 m ist unabhängig vom anderen Lehrgerüst eingerüstet und mit diesem durch Holzkeile getrennt. Das Lichtraumprofil in der Mitte wurde trapezsprengwerkartig ausgebildet, wie dies die Abb. 40 zeigt. Die Ausrüstung geschah mittels Keile, welche unterhalb der Sohlschwelle auf einer eigenen Pfostenunterlage angeordnet wurden.



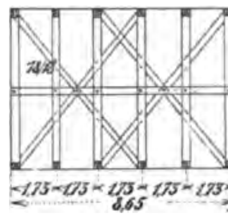


Abb. 43. Lehrgerüst der Seitenöffnungen des Viaduktes zu Deurne-Merxem.

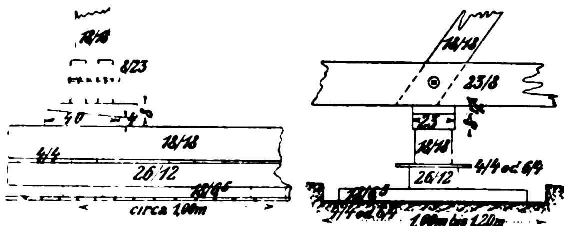


Abb. 44. Einzelheiten der Einrüstung des Viaduktes zu Deurne-Merxem.

Unterführung der Kanalstraße in Köln. Das Lehrgerüst dieser Stampfbetonbrücke stellt, wie die Abb. 42 zeigt, ein Strebenwerk vor. Ferner ist bei dieser Eingerüstung zu sehen, daß das Erdreich unterhalb des Bogens nicht ganz ausgehoben wurde. Es wurde nur ein solcher Erdstreifen ausgehoben, welcher die Einstellung eines soliden Lehrgerüstes gestattet Die Anordnungen sind aus der Abb. 42 zu ersehen.

Lehrgerüst der Seitenöffnungen des Eisenbetonviaduktes zu Deurne-Merxem. Dieses stellt ein echtes Strebenwerk vor und ist in der Abb. 43 zu sehen. Das Lehrgerüst besteht aus einer Pfostenschalung, welche auf Kranzhölzern aufruht, die in Entfernungen von 1,73 m angeordnet sind und aus je 2 Kanthölzern von 8 × 23 cm Stärke bestehen. In diese sind die 18 × 18 cm starken Streben eingelassen und verschraubt. Die einzelnen Streben sind in Entfernungen von etwa 1,40 m angeordnet und laufen stets senkrecht auf die Leibung des Bogens. Etwa 60 cm

oberhalb des gewachsenen Bodens sind sämtliche Streben, wie dies auch die Abb. 44 zeigt, in eine Doppelzange von 2 × 8 × 23 cm Stärke eingelassen und verschraubt. Unter jeder Strebenreihe liegen senkrecht auf die Brückenachse je zwei Sohlschwellen von 18 × 18 bezw. von 12 × 26 cm Stärke, zwischen welchen in kurzen Entfernungen sich kurze Pfostenstücke von 4 × 4 cm oder 4 × 6 cm Stärke befinden. Zur besseren Druckverteilung auf den gewachsenen Boden sind diese Sohlschwellen mit einer Pfostenunterlage unterpackt, wie dies aus der Abb. 44. zu ersehen ist. Zur Versteifung hat jede Strebenreihe senkrecht auf die Brückenachse einen Zangenverband und Andreaskreuze. Ein Längszangenverband fehlt und wäre ein solcher auf den Pfeil von 7,0 m Höhe zum mindesten in der Mitte zwischen Kranzholz und Sohlschwelle angezeigt gewesen.

Ein hübsches Strebenwerk gibt die Abb. 45 wieder. Es stellt dies das Lehrgerüst für die Überführung der Holzstraße bei Werdau vor, welches von der Sächsischen Zementbaugesellschaft Alban Vetterlein u. Cie. in Glauchau ausgeführt wurde. Auf dieser Abbildung sieht man die einzelnen Kranzhölzer, welche im unteren Teile bereits mit den Schalpfosten bedeckt sind; ferner sieht man die einzelnen aus Rundhölzern bestehenden Streben, wie dieselben, stets senkrecht auf die innere Leibung laufend, auf einer gemeinsamen Bodenschwelle aufstehen, die hinwiederum von drei Ständerreihen abgestützt erscheint. Ebenso ist eine Hilfsbrücke für den provisorischen Personenverkehr ersichtlich.

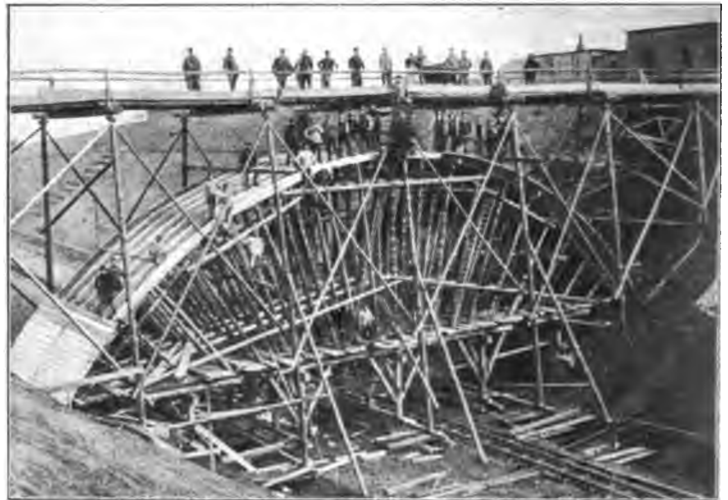


Abb. 45. Lichtbild des Lehrgerüstes der Überführung der Holzstraße in Werdau.

Ein weiteres typisches Strebenwerk gelangte zur Ausführung bei der Einrüstung der Brücke über den Piney Creek in Washington.[1]) Dieses Lehrgerüst besteht, wie die Abb. 46 zeigt, aus fünf Gesperren, welche in Entfernungen von 1,60 m voneinander angeordnet wurden; jedes Gesperre besteht aus einer Reihe von 25 × 25 cm starken Streben, die mehr oder weniger auf der Bogenleibung senkrecht stehen und sich je auf einen Betonklotz stützen. Oberhalb des Betonklotzes sowie in jedem Drittel der Pfeilhöhe sind die einzelnen Streben durch einen doppelten Zangenverband von 2 × 10 × 20 cm starken Kanthölzern versteift. Jede Strebe hat eine Pfette von 30 × 40 cm Stärke zu tragen, auf der die Kranzhölzer und die Schalung aufruhen. Erwähnt sei hier, und es ist dies auch aus dem Querschnitte der Abb. 46 ersichtlich, daß es in Amerika üblich ist, die Kranzhölzer möglichst dicht, in Entfernungen von 25 bis 30 cm, zu legen. Die Schalung hatte hier Falz und Nut (Abb. 47). Von Interesse ist die Aufstellung dieser Streben gewesen. Sobald zur

[1]) Eng. News 1907, 20. Juni, S. 682.

Aufstellung alles vorbereitet war, wurde die erste Strebe zur Linken von der Gerüstmitte (7 *L*, Abb. 48) mittels eines Seilzuges, welcher vom Kopfe der Strebe zu einem Baume am Ufer geführt war, durch einen Flaschenzug aufgestellt; sobald dies geschehen war, wurde der Seilzug um die Strebe 7 *R* gewickelt und diese aufgestellt, und beide Streben wurden sogleich miteinander verzahnt und abgesteift. In derselben Weise wurden dann alle 14 Streben aufgestellt und miteinander verzahnt. Der umgekehrte Vorgang wurde beim Auseinandernehmen eingehalten. Die Ausrüstung bei diesem Lehrgerüst geschah mittels Keile, welche unter jeder Strebe auf dem Betonklotz lagerten (Abb. 47). Um eine richtige Beurteilung über die Bewegungen des Lehrgerüstes zu haben, wurden oberhalb jedes Knotenpunktes Hängelatten in entsprechender Weise direkt mit dem

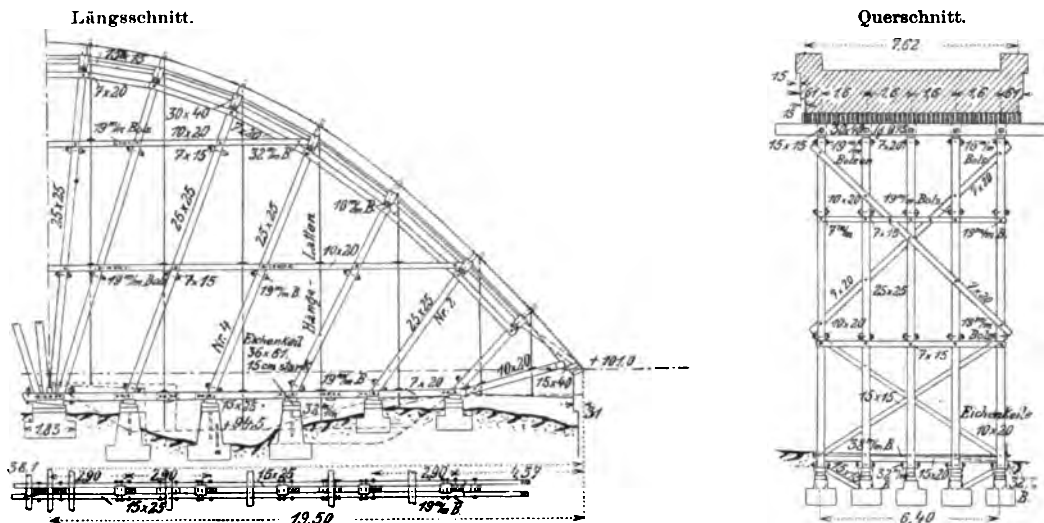


Abb. 46. Lehrgerüst der Brücke über den Piney Creek.

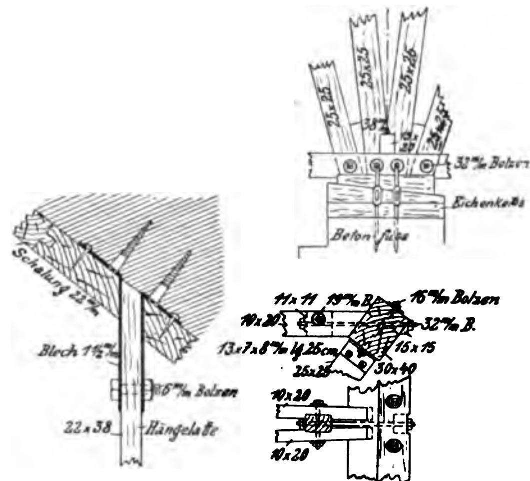


Abb. 47. Einzelheiten des Lehrgerüstes über den Piney Creek.

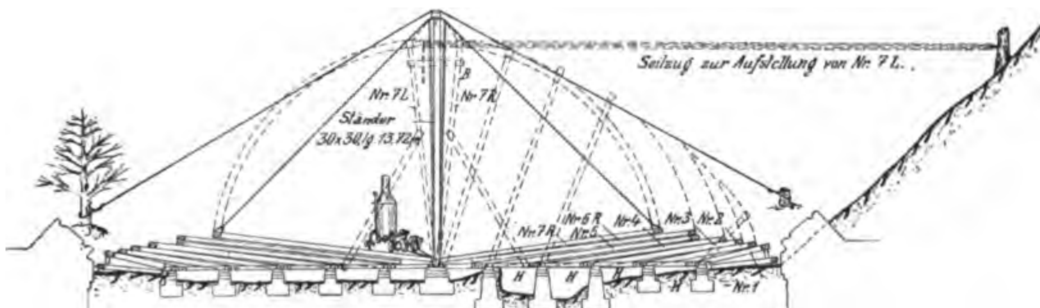


Abb. 48. Schema für die Aufstellung des Lehrgerüstes der Brücke über den Piney Creek

Bogenbeton in Verbindung gebracht (Abb. 47) und ihre Bewegungen beobachtet, wovon näheres zu finden ist in Eng. News 1907, 20. Juni, S. 683.

II. Freitragende Lehrgerüste.

a) Gerüste ohne Verkehrshindernisse.

Es sind dies meistens lauter Objekte, die teilweise Schluchten, teilweise wilde Gewässer übersetzen, und wo es, wenn überhaupt nicht möglich, so doch sehr schwer, angezeigt wäre, feste Zwischenstützen anzuwenden.

Lehrgerüst der Monierbrücke über die Enns bei Groß-Raming. Diese Brücke übersetzt mit einer Öffnung von 35 m die Ennsschlucht unweit des Moselsteins, und bot die Aufstellung des Lehrgerüstes überaus große Schwierigkeiten. Es wurden zuerst Zimmerleute mittels Seile und Strickleitern heruntergelassen, um aus Rundhölzern ein provisorisches Dreiecksprengwerk einzubauen, wie dies in der Abb. 49 gestrichelt gezeichnet ist. Es wurde hierdurch ein Hilfsboden

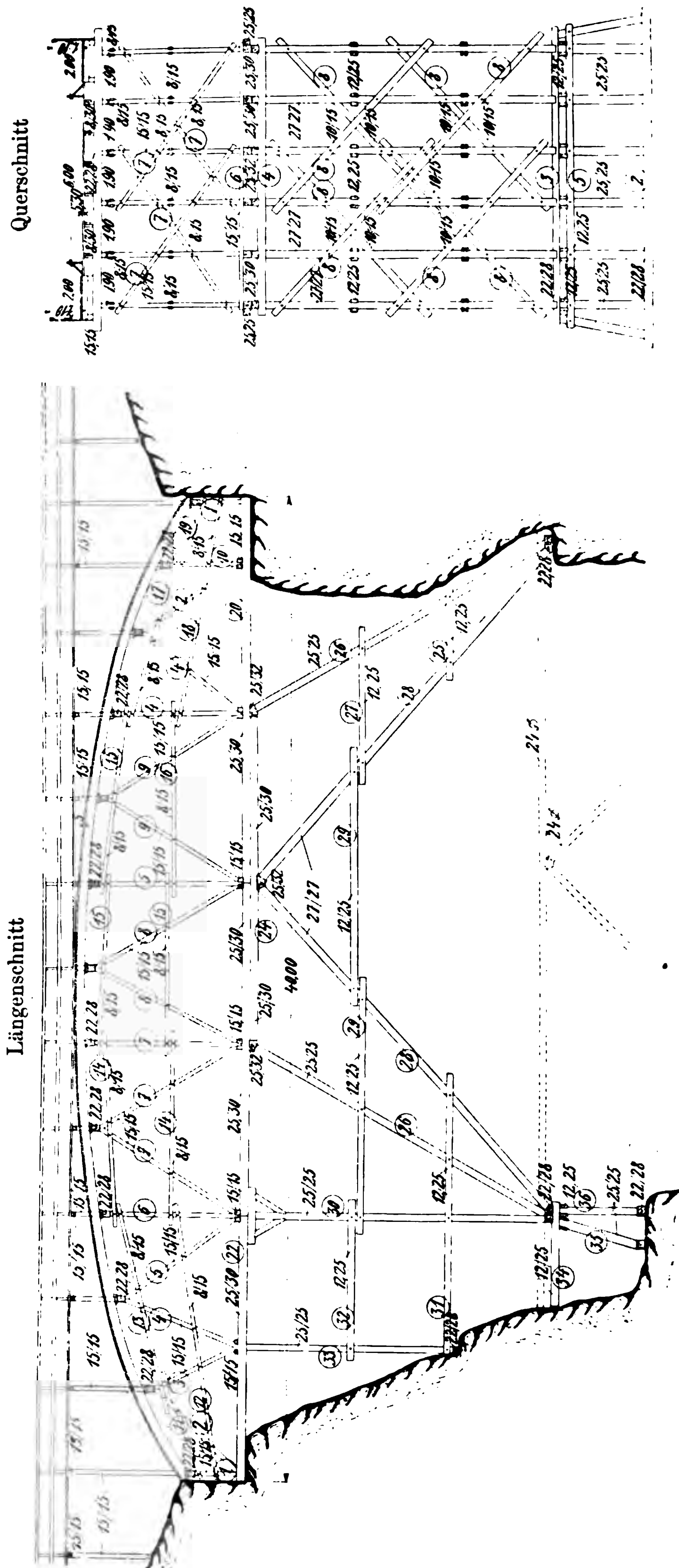


Abb. 49. Lehrgerüst der Ennsbrücke bei Groß-Raming.

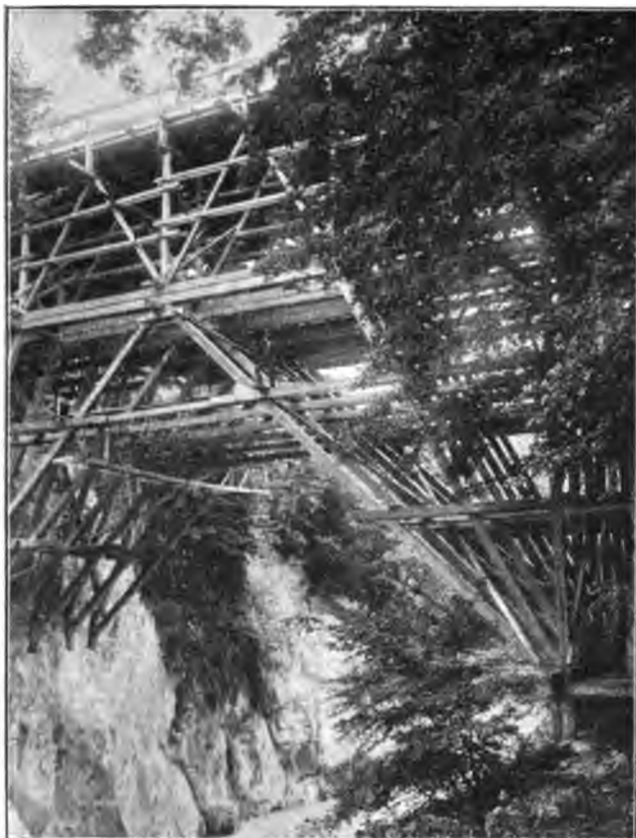


Abb. 50.
Lichtbild des Lehrgerüstes der Ennsbrücke in Groß-Raming.



Abb. 51.
Lichtbild des Lehrgerüstes der Monierbrücke bei Gunzesrieth.

geschaffen, auf den weiter aufgebaut wurde. Das Lehrgerüst besteht aus dem Unter- und Obergerüst. Das Untergerüst ist ein kombiniertes Dreieck- und Trapezsprengwerk von 24 m Lichtweite, welches auf einem Ufer direkt mittels Holzunterlagen auf dem Felsen aufruht, während auf dem anderen Ufer ein Holzjoch zur Auflagerung gebildet wurde, welches gegen die Felswand abgestützt wurde. Dieses Joch hat eine Höhe von 30 m und besteht aus 6 × 2 Traghölzern und außerdem aus zwei Eisbäumen, welche gegenseitig durch 12 × 25 cm starke Zangen verbunden sind. Jede Pfahlreihe ruht auf einer Grundschwelle von 22 × 28 cm auf; die Pfähle waren 25 × 25 cm stark. Das Untergerüst besteht aus sechs Gesperren. Die Streben des Dreiecksprengwerkes sind 27 × 27 cm, die des Trapezsprengwerkes 25 × 25, der Riegel 25 × 30 cm stark. Das Untergerüst trägt eine durchgehende Bodenschwelle von 25 × 30 cm Stärke, welche außer den drei Unterstützungspunkten des kombinierten Sprengwerkes noch an zwei Zwischenpunkten unterstützt erscheint (Abb. 49). In jedem Knotenpunkte vereinigen sich je drei Streben von 15 × 15 cm Stärke. Die Schalung besteht aus 5 cm starken Pfosten, welche auf Kranzhölzern von 2 × 8 × 30 cm Stärke aufruhen, die in Entfernungen von 1,12 m angeordnet waren. Die Kranzhölzer werden wieder von 32 × 28 cm starken Pfetten getragen, welche wieder an den 1,90 m voneinander entfernten Gesperren aufruhen. In der

Längsrichtung besitzt das Gerüst einige Zangenverbände, wovon einer kurz unter den Pfetten, ein zweiter in der Mitte der Streben verläuft und aus 8 × 15 cm starken Doppelzangen gebildet ist; das Untergerüst ist ebenfalls durch zwei Reihen wagerechter Zangenhölzer von 12 × 25 cm Stärke zusammengehalten. Wie aus dem Querschnitt der Abb. 49 zu ersehen ist, ist das Gerüst auch durch die doppelte Anordnung eines Verbandes von Andreaskreuzen versteift und besitzt beiderseits Laufbrücken von je 2,0 m Breite. Die Ausrüstung geschah mittels Keile, welche zwischen Kranzhölzer und Pfetten zu liegen kamen. Dieses von der Wiener Firma G. A. Wayss u. Cie. ausgeführte Lehrgerüst ist in der Abb. 50 im Lichtbilde zu sehen. Ein mehr oder weniger ähnliches Lehrgerüst gibt die Abb. 51 im Lichtbilde, welches für die Herstellung einer Monierbrücke bei Gunzesrieth im bayerischen Allgäu dient und von der Unternehmung Wayss u. Freytag hergestellt wurde.

Lehrgerüst des Hauptbogens der Brücke über die Iller bei Kempten.[1]) Diese Brücke ist ein Dreigelenkstampfbetonbogen mit eisernen Gelenken und hat eine Scheitelstärke von 135 cm und eine Kämpferstärke von 185 cm. Die Öffnung des Hauptbogens ist deshalb von Interesse, weil daselbst das Untergerüst in Form eines eisernen Trapezsprengwerkes, welches auf Betonsockeln gelagert war, zur Ausführung gelangte. Der Hauptbogen hat eine Öffnung von 63,8 m; von diesen wurden jedoch die beiden Widerlager mit scheinbarem Bogen im Zusammenhange mit dem Hauptgerüst nicht eingerüstet, sondern dieses erstreckt sich innerhalb der Kämpfergelenke, also auf eine Entfernung von 46 m. Das Untergerüst ist, wie dies aus der Abb. 52 ersichtlich ist, durch Anordnung von Vertikalen in Entfernungen von 4,60 m gegliedert. Die Schalung besteht aus 14 cm starken Hölzern, welche mit Dachpappe belegt waren. In Achsenentfernungen von 1,55 m wurden Kranzhölzer angeordnet, welche aus 2 × 15 × 27 cm starken Hölzern bestanden, die gegenseitig verschraubt waren. Die Kranzhölzer werden von Streben 25 × 25 cm stark gefangen. Etwa in der Mitte des Lehrgerüstes läuft ein wagerechter Zangenverband aus 2 × 15 × 22 cm starken Zangen durch. Außer diesen befinden sich noch oberhalb und unterhalb Andreaskreuze und Querzangen von 2 × 15 × 20 cm Stärke. Die Ausrüstung geschah mittels Schraubenspindeln, und zwar wurden unter jedem Knotenpunkt je zwei Schrauben aufgestellt, sodaß sich in jedem Gesperre 11 × 2 = 22 Schraubenspindeln befanden. Auf den Köpfen der Schraubenspindeln läuft eine durchgehende Bodenschwelle von 2 × 15 × 25 cm Stärke. Bei diesem Lehrgerüst wurde auch in der Holzeinrüstung ziemlich viel Gebrauch von Eisen gemacht. So wurden die Stöße der Kranzhölzer durch Eisenlaschen von 75 cm Länge, 10 cm Breite und 15 mm Stärke gebildet. Die Bolzenstärke für die Befestigung der Kranzhölzer betrug 3 cm; die übrigen Bolzen waren 2,5 cm stark. Bei der Ausführung dieses Lehrgerüstes galt der Grundsatz, daß die Abschrägungen der Hartholzklötze bei den Knotenpunkten oberhalb der Schrauben so herzustellen waren, daß die Streben senkrecht auf die Abschrägungsflächen zu stehen kamen (Abb. 53). Die Bolzenstärke für die Hartklotzverschraubung beträgt 3 cm.

Abb. 52. Lehrgerüst der Illerbrücke bei Kempten.

1) Süddeutsche Bauzeitung, 1904.

Die Schrauben ruhen auf eisernen Rahmen auf. Das eiserne Untergerüst wurde deshalb gewählt, um eine große Zusammendrückung des weichen Holzes und dadurch eine große Formänderung zu verhindern. Für die Berechnung dieses Lehrgerüstes wurde die Querbeanspruchung des weichen Holzes mit 10 bis 12 kg/cm², die des harten Holzes mit 30 kg/cm² zugelassen. Dadurch ergab sich eine Konstruktion, die darin bestand, daß die Streben und Ständer nicht auf Schwellen, sondern auf Hartholzklötze gestellt wurden, die zwischen Doppelzangen fest und unverschieblich gelagert und festgehalten wurden. In denjenigen Fällen, in denen der Ständer erheblich stärker als für Hartholzklötze zulässig beansprucht wurde, wurde zur Druckverteilung ein angemessen langes ⊏-Eisenstück eingesetzt, in dessen Hohlräume der Ständer eingriff, der gegen seitliche Verschiebung durch zwei in den Hohlräumen eingepaßte und verschraubte Winkel gesichert war. Bei Anordnung dieser ⊏-Eisen entfiel auch die unkonstruktive Verzapfung der Ständer in der Schwelle, da hierbei die Schwelle durch das Zapfenloch gerade an der Stelle am meisten verschwächt wurde, wo sie die größte Tragkraft besitzen soll. Bei der Lokalbahnbrücke, die ähnlich ausgeführt wurde, betrug die Bogenüberhöhung 6 cm; nach erfolgtem Gewölbeschluß hatte sich das Lehrgerüst am Scheitel nur um 1,5 cm gesenkt, und bei der Ausschalung des Bogens trat infolge der bleibenden Zusammenpressung des Gewölbebetons noch eine weitere Scheitelsenkung von 0,9 cm ein. Die eiserne Rüstung wurde außer den früher angeführten Gründen auch deshalb vorgesehen, weil Pfähle in die aus hartem Fels bestehende Flußsohle nicht eingetrieben werden konnten und deshalb die Ausführung eines Holzuntergerüstes auf erhebliche Schwierigkeiten gestoßen wäre. Außerdem konnte die viergleisige Brücke von mehr als 16 m Breite nicht durchgehends in ihrem Betonbogen aus einem Stück hergestellt werden, weil so breite Betonbogen durch

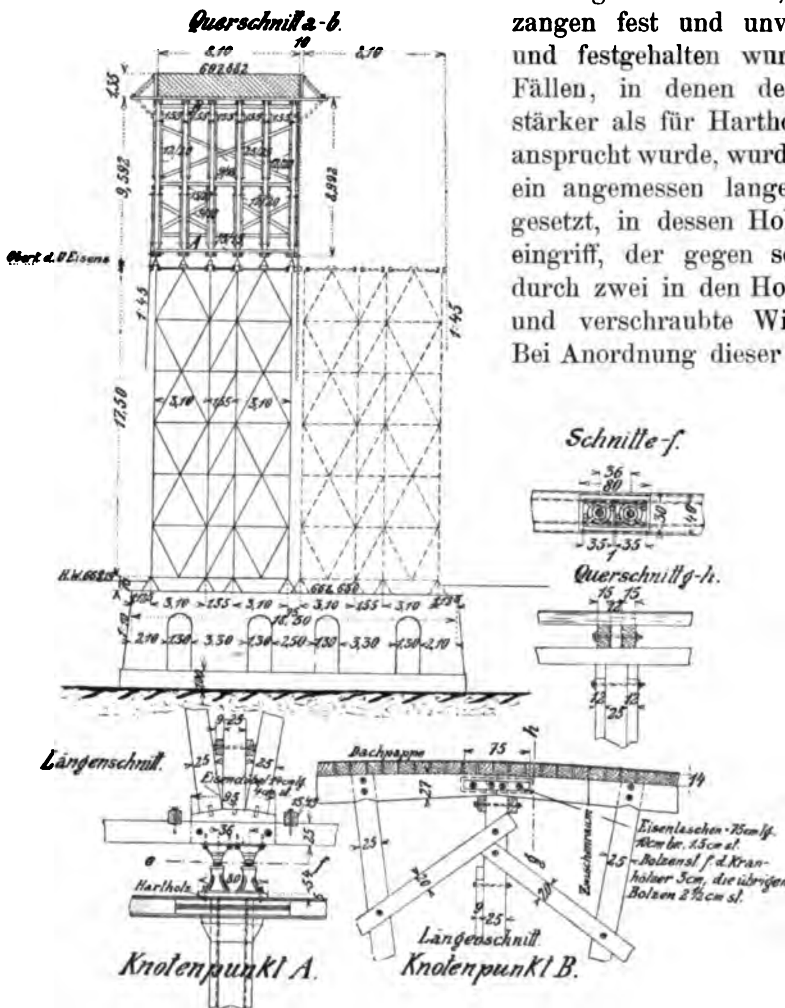


Abb. 53.
Einzelheiten und Querschnitt des Lehrgerüstes der Illerbrücke bei Kempten.

die verschiedenartige Ausführung infolge einseitiger Temperaturerhöhungen leicht Längsrisse erhalten haben würden. Diese breite Brücke wurde deshalb bis herab zum Sockel aus zwei je zweigleisigen Hälften hergestellt, die rund 10 cm voneinander abstehen. Hierdurch ergab sich gleichzeitig der Vorteil, daß das Lehrgerüst von der einen Bogenhälfte nach der anderen verschoben und auch bei der oberen, ebenfalls zweigleisigen Brücke wieder verwendet werden konnte, wodurch der Aufwand für die Rüstung sich wesentlich herabminderte. Das eiserne Untergerüst wurde auf zwei provisorischen Betonpfeilern abgestützt, die, zwischen Fangdämmen hergestellt, die Basis zur Verschiebung der Lehrgerüste abgaben. Die Ausführung dieser Brücke unterlag der Oberleitung des Herrn Oberregierungsrats Lutz hinsichtlich der Lokalbahnbrücke und des Herrn Generaldirektionsrats Endres hinsichtlich der Kemptener Hauptbahnbrücke. Die Ausführung erfolgte von den Unternehmungen Alfred Kunz u. Cie. in Kempten und Dyckerhoff u. Widmann in Nürnberg, während die Lokalbahnbrücke von der Unternehmung Liebold u. Cie. in Holzminden hergestellt wurde.

Was die Lehrgerüste der Seitenöffnungen anbelangt, so besteht deren Schalung aus 10 cm starken Pfosten, welche stets Öffnungen von 1 cm freiließen, die mit Dachpappe überdeckt waren. Die Kranzhölzer hatten fünf Stöße, welche durch Eisenlaschen von 75 cm Länge, 10 cm Breite und 12 mm Stärke gedeckt waren. Es kamen sechs Gesperre in Achsenentfernungen von 155 cm zur Aufstellung (Abb. 54). Daselbst wurde ein hölzernes Untergerüst ausgeführt, und zwar als Ständerwerk. Die Ausrüstung geschah in jedem Gesperre mittels fünf Schraubenspindeln, welche oben und unten mit Hartholzklötzen eingehüllt waren. Die Ständer des Untergerüstes waren aus Rundholz, welches in Längen von 7 bis 8 m gestoßen wurde und durch 2 × 10 × 25 cm starke Flachzangen an der Stoßstelle zusammengehalten wurde. An der Stoßstelle wurde überdies ein rechteckiges Eisenblech von 1 mm Stärke eingelegt. In ganz ähnlicher Weise mit Zuhilfenahme eines eisernen Untergerüstes erfolgte die Ausführung des Lehrgerüstes für die 7 km weite Walnut Lane Brücke in Philadelphia. Nach Eng. Rec. v. 31. August 1907

Abb. 54.
Lehrgerüst der Seitenöffnung der Illerbrücke bei Kempten.

wurde das ganze Gerüst von 900 t Gesamtgewicht auf einer Rollenbahn mittels Winden in die neue Lage zur Herstellung des zweiten Bogenringes verschoben, welche Verschiebung 3 Tage in Anspruch nahm.

Lehrgerüst für die Monierbrücke über die Idriaschlucht bei St. Lucia-Tolmein. Dieses Gerüst besteht im allgemeinen aus dem Unter- und Obergerüst. Das Untergerüst trägt die einzelnen Streben des Obergerüstes, auf welchem wieder die Pfetten und die Schalung ruhen. Die äußere Bodengestaltung einerseits und der Umstand, daß der wilde Idriafluß, der, wie alle Karstgewässer, binnen wenigen Stunden rasch zum Hochwasser anschwillt, Bäume und sonstige Sachen mit sich führt, brachte es mit sich,

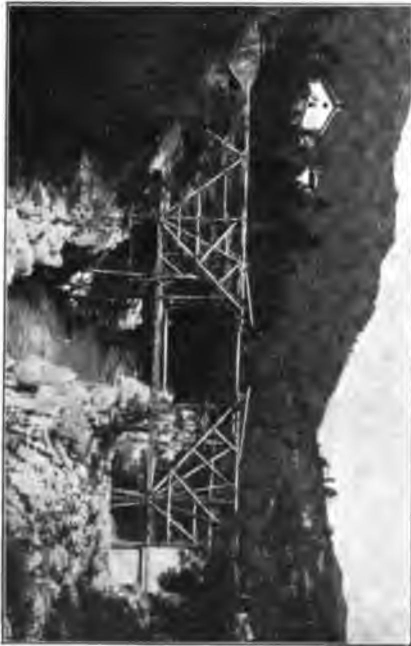


Abb. 56. Lichtbild des Lehrgerüstes der Idriabrücke während der Ausführung.

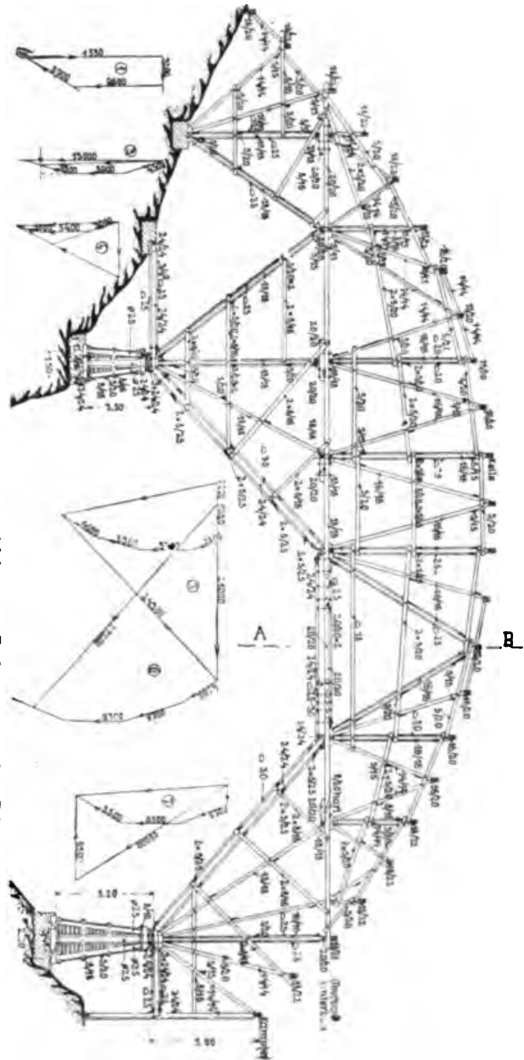
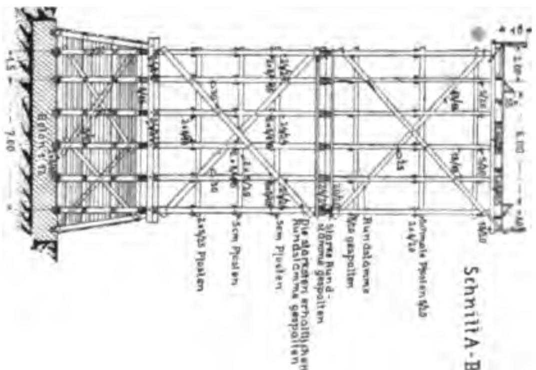


Abb. 55. Lehrgerüst der Idriabrücke.



daß von einem Mitteljoche abgesehen werden mußte; deshalb wurden auf zwei Betonblöcken in der Entfernung von 30 m vorerst Holzjoche hergestellt, die über die Hochwasserlinie hervorragen und gegen das Hochwasser gut mit Flachbürsten verschalt wurden. Die einzelnen Joche wurden durch starke Schrauben in den Betonblock verankert. Auf diesen zwei Holzjochen ruht ein dreifaches Trapezsprengwerk über der Hauptöffnung, dem sich auf dem linken

Ufer ein Dreiecksprengwerk von 12 m Stützweite anschließt. Das Untergerüst ist unsymmetrisch, und mußte für den einseitigen Schub des Trapezsprengwerkes am linken Ufer durch Anordnung eines Sprengriegels Vorsorge getroffen werden. Die beiderseitigen Joche bestehen aus 6 × 3 Stück Rundhölzern von 25 cm Durchmesser,

Abb. 57.
Einzelheiten des Lehrgerüstes der Idriabrücke.

Abb. 58. Einzelheiten des Lehrgerüstes der Idriabrücke.

Abb. 59. Lichtbild des Lehrgerüstes der Idriabrücke.

denen vorn und rückwärts Eisbäume vorgelagert sind. Im ganzen Gerüst wurden sechs Gesperre angeordnet, wie sie aus dem Querschnitt der Abb. 55 zu ersehen sind. Das Haupttrapezsprengwerk besteht aus Kanthölzern von 24 × 24 cm Stärke, während die Zwischentrapezsprengwerke und das Dreiecksprengwerk aus Kanthölzern von 18 × 18 cm Stärke bestehen. Sämtliche Sprengwerke sind durch Doppel-

zangen von 2 × 8 × 16 cm Stärke in solider Weise verhängt und zusammengehalten, wie dies aus der Abb. 55 ersichtlich ist. Was die Bauausführung dieses Untergerüstes anbelangt, so wurden zuerst die beiden Holzjoche hergestellt, sodann auf der Höhe dieser Holzjoche eine provisorische leichte fliegende Fahrbahn errichtet und von den beiden Jochen aus die Streben aufgestellt, wie dies im Lichtbilde auch die Abb. 56 zeigt. Nach fertiggestelltem Untergerüst wurden dann in den einzelnen Knotenpunkten die Streben des Obergerüstes aufgestellt. Diese Streben haben Stärken von 14 × 14 bis 16 × 16 cm. Die Pfetten, welche auf diesen Streben aufruhen, sind 16 × 20 bis 18 × 22 cm stark. Auf den einzelnen Pfetten ruhten die nach der Bogenform geschnittenen Kranzhölzer von 2 × 6 × 25 cm Stärke auf, welche wieder die aus 5 cm starken Pfosten gebildete Schalung trugen. Die Ausrüstung geschah mittels Doppelkeile, welche zwischen den Kranzhölzern und Pfetten angebracht wurden. Das ganze Gerüst wurde in einer oberen Breite von 10 m ausgeführt. Dasselbe trägt auf der flußaufwärtigen Seite oben einen Fahrweg, auf dem das Rollgleis für den Betontransport verlegt wurde. Flußabwärts hatte es einen Fußweg zu tragen. Die Einzelheiten auf der

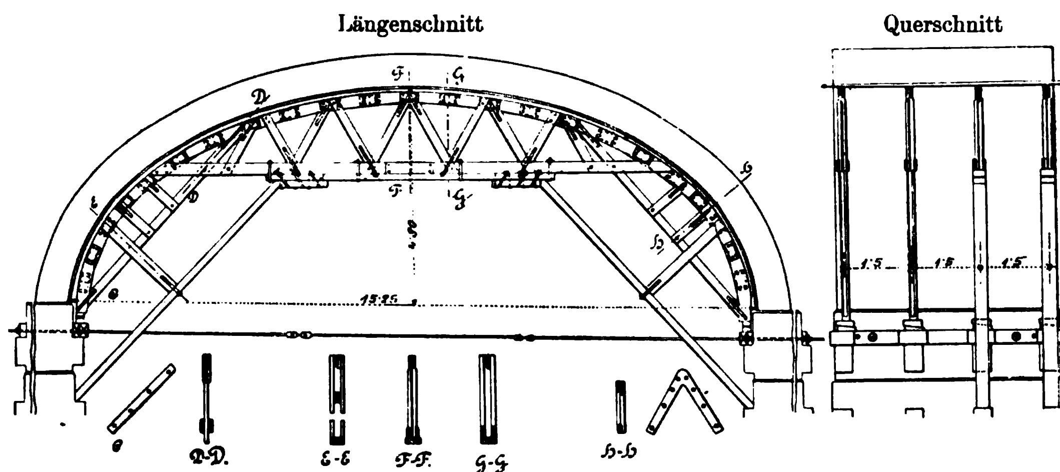


Abb. 60. Lehrgerüst des Betonviaduktes in Cannington.

Oberkante der beiden Joche sowie den Knotenpunkt des Trapezsprengwerkes zeigen die Abb. 57 u. 58. Die Abb. 59 gibt ein Lichtbild des fertigen Lehrgerüstes.

Ein interessantes freitragendes Lehrgerüst, welches für den Betonviadukt für die Eisenbahn in Cannington[1]) zur Ausführung kam, ist in der Abb. 60 zu sehen. Das Lehrgerüst besteht aus vier Gesperren in Entfernungen von 1,50 m. Die Gesperre wurden alle unten fix und fertig abgebunden und dann gehoben. Ferner wurden vier Schließen eingezogen, welche den Schub dieses Gerüstes aufzunehmen hatten und die Pfeiler entlasteten; diese hatten eine Stärke von 30 mm.

b) Gerüste mit Aufrechthaltung von Verkehrsadern.

Lehrgerüst der Monierbrücke über die k. k. Staatsbahnlinie Amstetten—Selzthal im Zuge der Straße nach Groß-Raming. Diese Brücke hat eine Lichtweite von 14 m, und stellt das Lehrgerüst ein Ständerwerk vor. Die Schalung ist nach der gewöhnlichen Art mit Pfosten und Kranzhölzern hergestellt, welche auf sieben Pfetten von 20 × 25 cm Stärke aufruhen. Jede Pfette ist durch einen Ständer abgestützt. Nur die mittlere Pfette ist durch ein Dreiecksprengwerk aus

[1]) The Eng. Record 1908, S. 473.

15 × 15 cm starken Kanthölzern auf die zwei mittleren 25 × 25 cm starken Ständer abgestützt. Knapp oberhalb des Lichtraumprofils geht eine Doppelzange von 2 × 10 × 25 cm Stärke durch, wie dies aus den Abb. 61 zu sehen ist. Ein anderes Lehrgerüst, welches als Strebenwerk gelöst wurde, mit knappem Lichtraumprofil für die unten durchgehende Eisenbahn zeigt die Abb. 62 im Lichtbilde. Es ist dies eine Betonbrücke über die **Bodenseegürtelbahn bei Stahringen**, wie sie von der Firma Brenzinger u. Cie. in Freiburg i. Br. ausgeführt wurde.

Abb. 61. Lehrgerüst der Monierbrücke über die Staatsbahnlinie bei Groß-Raming.

Eine ganz eigene Einrüstung erfolgte bei der Herstellung der Monierüberfahrtsbrücken über die Lokalstrecke der **k. k. priv. Südbahngesellschaft bei Mödling** usw. Diese Gewölbeeinrüstung für den 8,70 m weiten Bogen ist ein freitragendes Bohlenbogengerüst. Die einzelnen Holzbohlen sind, wie aus der Abb. 63 zu ersehen ist, in Entfernungen von 75 cm senkrecht auf die Gleisachse gestellt. Die einzelnen Bogen waren aus vier Bohlen von 6 × 32 cm Stärke gebildet, und an



Abb. 62. Lichtbild des Lehrgerüstes der Brücke bei Stahringen.

Abb. 63. Lehrgerüst der Monierüberfahrtbrücke in Mödling.

jedem Stock wurden vier Schrauben angebracht. Die Bogen stützen sich auf die Mauerschwellen, welche wieder durch Bockwände unterfangen sind. Zwischen den Kapphölzern der Wände und den Mauerschwellen waren die Keile als Ausrüstungsvor-

richtung angebracht, welche das genaue Einstellen der Rüstungsoberkante auf die erforderliche Höhe ermöglichten. Der Teil der Mauerschwelle, welcher infolge der Schiefe des Objektes an der Mauer keine Stütze fand, wurde durch Streben, welche sich auf eine Pilotenreihe stützten, in der richtigen Lage erhalten. Die Rüstung wurde für sieben verschiedene Objekte wieder verwendet und hat sich deshalb sehr wirtschaftlich erwiesen.



Abb. 64. Lichtbild des Lehrgerüstes der Edenparkbrücke.

Ein schön ausgeführtes Lehrgerüst mit unten durchgehender Straße gibt die Abb. 64 im Lichtbilde wieder. Es ist dies die Edenparkbrücke in Amerika, welche nach dem System Melan zur Ausführung gelangte. Das Lehrgerüst stellt ein Ständerwerk vor, welches in der Mitte durch ein Trapezsprengwerk getragen wird; außerdem ist der Mittelknotenpunkt durch ein Dreiecksprengwerk abgesteift. Wie aus der Abb. 64 zu entnehmen ist, ist das Lehrgerüst sehr stark ausgebildet, im Gegensatz zu den meisten anderen, namentlich in Europa ausgeführten Melanbrücken, welche auf Seite 235 behandelt sind. Der Grund dürfte hauptsächlich darin zu finden sein, weil, wie aus der Abb. 65 zu entnehmen ist, die eisernen I-Rippen zur Tragung des Gerüstes nicht herangezogen wurden. Die letztere Abbildung zeigt auch die Schalung sowie das Belegen derselben mit Teerpappe.



Abb. 65. Lichtbild der Edenparkbrücke während der Ausführung.

Von einigen Lehrgerüsten über Schiffahrtskanäle oder kanalisierte Flüsse seien erwähnt:

Lehrgerüst über die Lahn bei Staffel. Diese 37 m weite Mittelöffnung, welche aus Stampfbeton mit Kämpfer- und Scheitelgelenk ausgeführt wurde, hatte über dem höchsten Wasserstande für die Schiffahrt ein Lichtraumprofil von 10 m

Breite bei 3 m Höhe freizulassen. Das Untergerüst dieses Bogens besteht aus sechs Holzjochen zu je fünf 28 cm starken Rundpfählen. Die beiden Mitteljoche bestehen aus je zwei Holzpfählen, um ein größeres Trapezsprengwerk des Lichtraumprofils aufnehmen zu können. Auf den Jochen laufen auf Hartholzunterlagen Kappbäume durch, welche mit eisernen Laschen an die Rundpfähle befestigt sind. Auf diesen Kapphölzern ruhen zu beiden Seiten des Lichtraumprofils 20 × 20 cm starke Schwellen auf, welche oberhalb der Joche auf einer eigens hergestellten Unterlage die Ausrüstungen, Schraubenspindeln, zu tragen haben, wie dies aus der Abb. 66 zu ersehen ist. Beim Obergerüst sind in Entfernungen von 2,50 m die 20 × 20 cm starken Kranzhölzer durch 20 × 20 cm starke Streben unterstützt, welche die Last auf die Joche übertragen. Im ganzen wurden fünf solcher Gesperre in Entfernungen

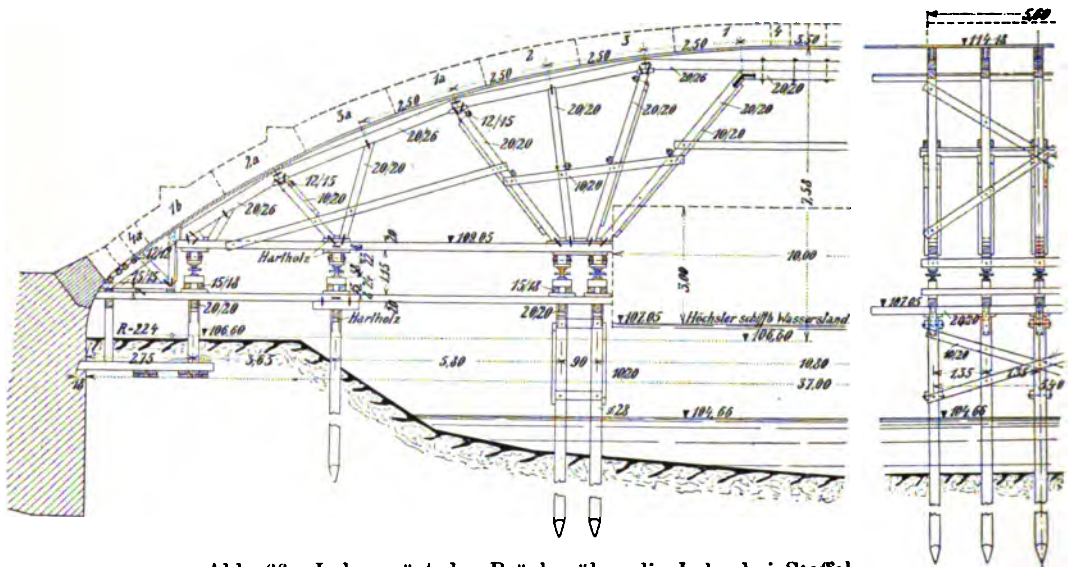


Abb. 66. Lehrgerüst der Brücke über die Lahn bei Staffel.

von 135 cm angeordnet. Durch geeignete Zangen, wie sie aus der Abb. 66 zu ersehen sind, wurde das ganze Lehrgerüst gehörig versteift.

Lehrgerüst der Straßenbrücke über den Neckar bei Neckargartach.[1]) Diese Brücke ist ebenfalls eine Stampfbetonbrücke mit drei Gelenken. Bei diesem Lehrgerüst wurden keinerlei Verzapfungen vorgenommen, sondern die einzelnen Hölzer wurden durch eiserne Dollen von 8 cm Länge und 3 cm Stärke verbunden. Hierdurch wurde die Aufstellung des Lehrgerüstes nicht nur sehr vereinfacht, sondern es trat auch eine Ersparnis insofern ein, als die verwendeten Hölzer um die Zapfenlänge kürzer genommen werden konnten. Die Ständer und Streben ruhten nicht unmittelbar auf der Schwelle auf, sondern sie standen in kräftigen ⊔-Eisen. Die Flanschen sicherten gegen seitliches Ausweichen, und die Eisenzwischenlage verhinderte das Eindrücken des Hirnholzes in die Unterlagen. Da durch den Aufbau des Gerüstes die Schiffahrt und die Flößerei auf dem Neckar nicht unterbrochen werden durfte, mußte eine Fahrstraße unter dem Gerüst freibleiben, und es wurde deswegen eine Schiffgasse von 9 m Breite in dem Holzwerk ausgespart, welche durch ein aus Pfählen und Bohlen hergestelltes Leitwerk die Aufrechterhaltung der Schiffahrt ermöglichte, wobei ein Benzinboot die Fahrzeuge und Flöße hindurchschleppte,

[1]) Zement u. Beton 1906, 15. Dez., S. 372.

um eine Beschädigung des Lehrgerüstes zu vermeiden. Was das Lehrgerüst anbelangt, so wurde dasselbe mehr oder weniger ähnlich dem früher beschriebenen ausgebildet. Die Einrüstung des Lichtraumprofils wurde viel stärker ausgeführt, indem für den Sprengriegel des Trapezsprengwerkes zwei I-Eisen N.-Pr. 34 verwendet wurden und auch die Knotenpunkte dieses Sprengwerkes in eigenen schmiedeisernen Schuhen aufgenommen wurden. Die anderen Einzelheiten zeigt die Abb. 67, während die Abb. 15 das fertig aufgestellte Lehrgerüst einschließlich Leitwerk und Versetzkrane im Lichtbilde wiedergibt. Ein diesem Lehrgerüst ganz ähnliches gelangte zur Ausführung beim Bau der Moselbrücke in Sauvage bei Metz (siehe Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau der deutschen Bauzeitung 1907, 9. Oktober).

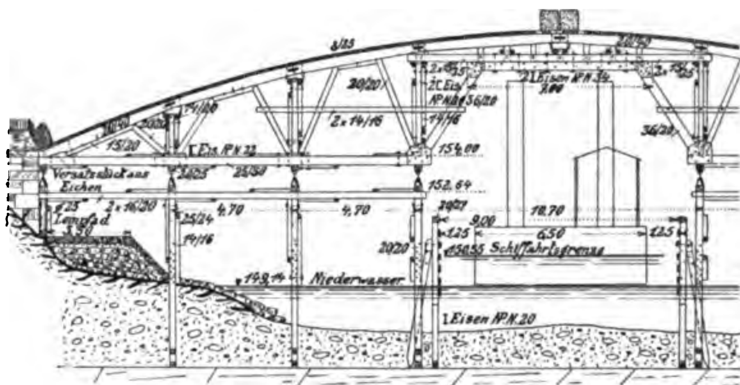


Abb. 67. Lehrgerüst der Neckarbrücke bei Neckargartach.

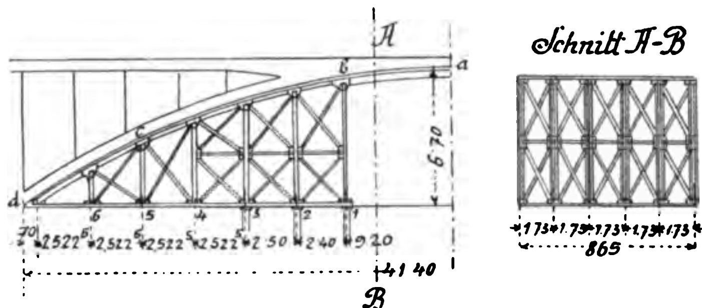


Abb. 68. Lehrgerüst der Mittelöffnung des Viaduktes zu Deurne-Merxem.

Lehrgerüst für die Mittelöffnung des Eisenbetonviaduktes zu Deurne-Merxem.[1] Im Anschluß an die auf S. 219 beschriebene Einrüstung der Randöffnungen dieses Viaduktes wurde die Mittelöffnung nicht in Holz, sondern ganz in Eisen eingerüstet. Es mußte nämlich zur Aufrechterhaltung der Schiffahrt ein Lichtraum-



Abb. 69. Lichtbild des Lehrgerüstes zu Deurne-Merxem.

[1]) Annales des Travaux publics 1907, Février.

profil von 8 m Breite und 6,50 m Höhe über Wasser freigehalten werden und außerdem im Lehrgerüst auf einer Seite eine Öffnung für den Durchgang der Treidelpferde freigelassen werden. Zu diesem Zwecke wurden vom Unternehmer sechs eiserne Fachwerke in Achsenentfernungen von 1,73 m aufgestellt, welche außerhalb des Lichtraumprofils durch Vertikalen und Diagonalen ausgefacht und durch eiserne Querverbände versteift waren. Die Entfernung zwischen den Zwischenpfeilern betrug 41,40 m. Die gesamte Last dieser Mittelöffnung betrug 350 000 kg; daher entfielen auf ein Gesperre $\frac{350\,000}{6} = 58\,330$ kg oder auf das Längenmeter des abgewickelten Bogens $\frac{58\,330}{48} = 1210$ kg. Für die Berechnung und Dimensionierung dieses Lehrgerüstes wurde der Grundsatz festgehalten, daß die Inanspruchnahme des Eisens



Abb. 70. Lichtbild des Eisenlehrgerüstes zu Deurne-Merxem nach der Ausrüstung.

nirgends 1200 kg/cm² überschreitet. Was die Profilierung der einzelnen Gerüstteile anbelangt, so gelangte im mittleren freien Teil folgendes Profil zur Anwendung

][250 × 6
300 × 100 × 10

Ferner in folgenden Teilen der Abb. 68

Teil bc][140 × 50 × 6
Teil cd][200 × 80 × 10.

Die Ständer 1 ┘┌ 70 × 70 × 7
„ „ 2 ┘┌ 65 × 65 × 7
„ „ 3 ┘┌ 55 × 55 × 5,5
„ „ 4 ┘┌ 60 × 60 × 6
„ „ 5 ┘┌ 55 × 55 × 5,5
„ „ 6 ┘┌ 50 × 50 × 5
„ „ 7 ┘┌ 60 × 60 × 6.

Dieses eiserne Obergerüst ruht mittels Kapphölzer auf je sechs Pfahlreihen; zwischen Kapphölzern und dem Unterzug befanden sich die Keile. In der Abb. 69 ist das fertige eiserne Lehrgerüst zu sehen, während die Abb. 70 das Lehrgerüst nach der Ausrüstung zeigt.

III. Aufgehängte Lehrgerüste.

Als eine Art Übergang von den unterstützten Schalungen zu den aufgehängten mögen jene Vorrichtungen besprochen werden, welche bei Eisenbetonbogen zur Anwendung gelangen, die mit Profilträgern armiert sind, wie dies insbesondere beim System Melan der Fall ist. Es ist ja einleuchtend, wenn solche steife Profile einbetoniert werden, daß diese auch teilweise zur Tragung der Schalung mit herangezogen werden. Gewöhnlich läßt man ein Drittel der Gewölbelast durch diese Profilträger aufnehmen, welche allerdings Zusatzspannungen im einbetonierten Eisenmaterial verursachen, die jedoch von keinem großen Werte sein dürften. Die Aufhängung geschieht in der Weise, daß gewöhnlich in der Mitte des von zwei Gerüstpfetten unterstützten Kranzholzes dieses mittels einer eisernen, mit Scharnieren versehenen Aufhängevorrichtung auf die über der Schalung liegenden Eisenprofilträger aufgehängt wird, wie diese in der Abb. 71 zu sehen ist.

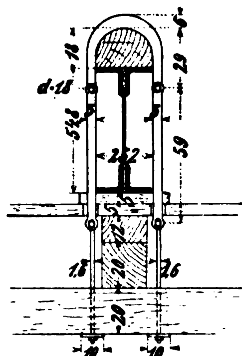


Abb. 71. Aufhängevorrichtung.

Beschreibung einiger Lehrgerüste von Melanbrücken. Lehrgerüst der Schwimmschulbrücke in Steyr.[1]) Dieses in der Abb. 72 ersichtliche Lehrgerüst ruhte auf neun in das Flußbett eingerammten Pfahljochen, welche mit Ausnahme der näher gestellten Endjoche rund 6 m Abstand hatten. Nach erfolgter Aufstellung der Eisenbogen wurden die Kranzhölzer, die mittels Keile auf den Jochholmen

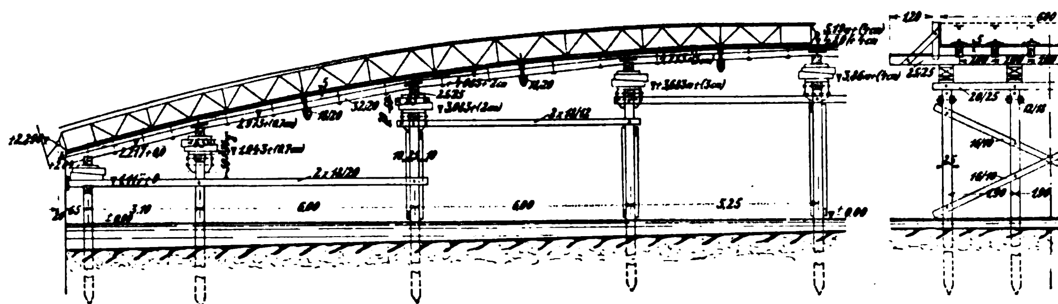


Abb. 72. Lehrgerüst der Steyrbrücke.

lagerten, zwischen je zwei Jochen noch mittels Unterzüge und Hängeeisen nach der in Abb. 71 ersichtlichen Form an die Bogen angehängt. Auf diese Art mußte etwa die Hälfte des ganzen, auf der Schalung ruhenden Gewichtes der Wölbung von den Eisenbogen getragen werden. Die dadurch in den Bogengurtungen hervorgerufene durchschnittliche Druckspannung beträgt rund 600 kg/cm², der eine Scheitelsenkung von rund 50 mm entspricht. In Übereinstimmung damit waren auch die festen Stützpunkte der Kranzhölzer etwas zu senken, was dort, wo nicht von selbst durch Zusammendrücken der Holzteile sich das erforderliche Senkungsmaß herausstellte, durch geringes Nachlassen der Keile geschehen konnte. In der Abb. 73 ist die Schalung mit den versetzten sechs Eisenrippen und den Aufhängevorrichtungen im Lichtbilde zu sehen. In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Ausbildung des Lehrgerüstes für die Schwarzabrücke in Payerbach, welche in der Abb. 74 zu sehen ist. Die Schalung besteht aus 5 cm starken Pfosten, welche auf Kranzhölzern von

[1]) Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1898, 23. Dez., S. 746.

24 × 24 cm Stärke aufruht, die unter jeder Eisenrippe also in Entfernungen von 110 cm zu liegen kommen. In Entfernungen von 3, 4,5 und 5 m vom Widerlager gegen die Mitte wurden Holzjoche geschlagen zu je vier Holzpfählen von 25 cm Durchmesser, welche ein waldkantiges Kappholz von 20 cm Höhe trugen. Auf diesem ruhten die Ausrüstungsvorrichtungen, Sandtöpfe, deren Stempel direkt unter den 24 × 24 cm starken Pfetten zu liegen kam. Zwischen je zwei Pfetten wurden wieder die Kranzhölzer in ähnlicher Art wie früher an die Eisenbogen aufgehängt.

Abb. 73. Lichtbild der Schalung der Steyrbrücke mit den Aufhängevorrichtungen.

Lehrgerüst für die Jubiläumsbrücke in Laibach. Das Lehrgerüst für diese 33 m weite Bogenbrücke besteht wieder aus sieben Holzjochen in Entfernungen von 5 bis 5,30 m von je acht Holzpfählen zu 24 cm Durchmesser. Diese Holzpfähle besitzen an ihrer Oberkante einen starken doppelten Zangenverband, wie dies auch aus der Abb. 75 zu ersehen ist, und sind daselbst durch angeschraubte Holzklötze zur Auflagerung der Ausrüstungsvorrichtung, in diesem Falle Schraubenspindeln, geeignet gemacht. Auf diesen ruht ein Längsholz auf, auf das sich über den Jochen die

Abb. 74. Lehrgerüst der Schwarzabrücke in Payerbach.

von den Gerüstpfetten kommenden 20 × 20 cm starken Streben stützen. Die Pfetten haben eine Stärke von 26 × 26 cm und tragen die Kranzhölzer, welche 20 × 32 cm stark in Entfernungen von 110 cm angeordnet sind. Zwischen je zwei Pfetten ist wieder die Aufhängevorrichtung angeordnet. Durch einen doppelten Zangenverband von 10 × 20 cm Stärke sind die einzelnen Streben gegenseitig versteift.

Etwas, was bei der Anordnung dieses Lehrgerüstes zu vermeiden gewesen wäre, ist der Umstand, daß die Ausrüstungsvorrichtungen sämtlich unter die Hochwasserlinie zu liegen kommen, wie dies die Abb. 75 zeigt. Und in der Tat hat ein während des Baues eingetretenes Hochwasser die Ausrüstungsvorrichtungen unter Wasser gesetzt, wie dies in der Abb. 76 zu sehen ist, und unangenehme Nacharbeiten zur Folge gehabt. Zum Schlusse sei erwähnt, daß sämtliche hier beschriebenen Melanbrücken und deren Gerüstungen von der Wiener Firma Pittel u. Brausewetter ausgeführt worden sind.

Abb. 75. Lehrgerüst der Jubiläumsbrücke in Laibach.

Abb. 76. Lehrgerüst der Jubiläumsbrücke in Laibach während des Hochwassers.

Abb. 77. Lehrgerüst der Polceverabrücke.

Ein weiteres, sehr hübsch ausgeführtes Lehrgerüst einer Melanbrücke ist jenes über den Polceverafluß bei Genua.[1]) Es ist dies eine Brücke von 20,50 m Breite und von fünf Öffnungen zu 21 und 23,50 m Lichtweite. Wegen der Hochwasser mußte ein freitragendes Gerüst ausgeführt werden, wie es in der Abb. 77 zu sehen ist. Es wurden drei Öffnungen gleichzeitig eingerüstet und nach Aufstellung der Eisenbogen betoniert. Nach Erhärten des Gewölbes wurden die Öffnungen 1 und 2 ausgerüstet und das Lehrgerüst in die anderen Seitenöffnungen 4 und 5 übertragen, während die Mittelöffnung im Gerüst stehen blieb. Bei dieser Ausführungsweise wurden für das Lehrgerüst einschließlich des vorgebauten Dienststeges rund 750 m³ Holz verbraucht. Für das Tragwerk der Lehrbogen war Pitchpine, für die Schalung Tannenholz gebraucht worden.



Abb. 78. Lichtbild des Lehrgerüstes der Aisnebrücke in Soissons.



Abb. 79. Lichtbild des Lehrgerüstes der Aisnebrücke zu Soissons.

Solche Lehrgerüstformen, wobei die Schalung und Rüstung einer Betonbogenbrücke rein aufgehängt sind, kommen wohl selten vor, und greift man zu diesem Mittel nur dort, wo es durchaus auf eine andere Art nicht möglich ist, oder aber auch in den Fällen, wo man durch um- oder überliegende andere Konstruktionen durch die Aufhängung an diese sich wirtschaftliche Vorteile verschaffen kann. Ein Beispiel ersterer Art ist die Einrüstung der linken Seitenöffnung der Brücke über die Aisne in Soissons, wie sie von Hennebique

[1]) Technische Blätter, Prag 1905, Tafel II.

ausgeführt wurde. Während die anderen zwei Öffnungen aus sieben Gesperren bestehen, welche auf fünf Holzjochen aufruhen, mußte die Schalung der linken Seitenöffnung, um die Schiffahrt daselbst aufrechterhalten zu können, an hölzerne Hängewerke aufgehängt werden, wie dies in den Abb. 78 u. 79 zu sehen ist. Zu diesem Zwecke wurden auf die im ganzen 15 m breite Brücke vier mächtige Hängewerke, je aus zwei Kanthölzern bestehend, errichtet. Die beiden äußeren befanden sich außerhalb der beiden Brückenstirnen, während die beiden inneren so angeordnet wurden, daß sie zwischen die Bogenrippen zu liegen kamen und außerdem die Brückenbreite in drei beinahe gleiche Teile teilten. An diese Hängewerke wurde die Schalung im mittleren Teile aufgehängt, in den äußeren Teilen auf sie abgestützt. Diese Anordnung brachte es mit sich, daß ein Teil der Fahrbahnplatte, wo



Abb. 80. Lehrgerüst der Ledrinabrücke.

die beiden mittleren Hängewerke durch dieselbe hindurchgehen, nicht mit dem übrigen Bogen betoniert werden konnte, sondern erst nach der Ausrüstung bezw. Entfernung des Hängewerkes. Gewiß ein Vorgang, der bei einer Mauerwerkkonstruktion nicht möglich gewesen wäre.

Ein Beispiel der zweiten Art ist die Ausführung des Lehrgerüstes der Brücke über die Ledrina für die elektrische Eisenbahn im Valle Brembano, wie sie Herr Ingenieur Leonardi in Mailand zur Ausführung brachte. Wie aus der Abb. 80 zu ersehen ist, besteht die Schalung aus Schalpfosten, welche auf durchlaufenden Kranzhölzern aufruhen. Diese Kranzhölzer sind durch Pfetten gefangen und werden durch Drahtseile, welche an den freien Enden der Pfetten befestigt sind, teilweise an die oberhalb befindliche Felswand, teilweise aber an eine oberhalb übersetzende Steinbogenbrücke aufgehängt.

Eine der neuesten und in ihrer Ausführungsart wohl bisher noch einzig dastehenden Eingerüstungen gelangte zur Ausführung beim Bau der gewölbten ein-

gleisigen Straßenbahnbrücke über den Kishwaukeefluß, 4 km östlich des Ortes Belvidere im Staate Illinois, V. St. A., und zwar von den Ingenieuren K. J. Lojgaard und G. Weston. Die Brücke besteht aus vier Bogen von 24,70 m Spannweite und wurde aus zwei Eisenbetontragrippen gebildet, zwischen welchen in jedem Bogen acht Querrippen angeordnet wurden; auf diesen Rippen ist die Eisenbetonplatte für die Aufnahme der Fahrbahn gelagert. Diese Längsbogenrippen wurden nun nicht nach den bisher üblichen Schalungsverfahren in hölzerne Formen gefaßt, sondern in eigens hierzu hergestellte Tragformen aus Eisenbeton.[1]) Zu diesem Zwecke wurde die abgewickelte Länge jeder Rippe aus 17 Teilstücken zusammengesetzt, welche in der Abb. 81 zu sehen sind. Ihre Länge beträgt am Boden 3,58 m, ihre Breite, entsprechend der ganzen Gurtbreite, 76 cm. Die Höhe richtet sich nach der Lage, die sie in dem Bogengurt einzunehmen haben; sie ist um so größer, je näher das Teilstück dem Widerlager steht, und um so kleiner, je näher es dem Scheitel kommt. Die Seitenwände sind 7,5 cm, der Boden 10 cm stark. Die Stirnwände fehlen, so daß die 17 Teilstücke nach dem Zusammenstellen einen ununterbrochenen, bogenförmig gekrümmten Trog bilden, in welchem dann der eigentliche Bogengurt eingestampft wurde, nachdem die Fugen zwischen den einzelnen Teilstücken mit Mörtel sorgfältig geschlossen worden waren. Die lichte Weite der Formstücke betrug 60 cm, die lichte Höhe, je nach der Lage des betreffenden Stückes, 80 bis 126 cm. Das Gewicht betrug 675 bis 990 kg. In den Wänden der Teilstücke lagen wagerechte und senkrechte Eiseneinlagen, bestehend aus 9,5 mm starken Rundeisenstäben, von welchen die senkrechten Stäbe in der Abb. 81 30 cm, die wagerechten 20 cm voneinander abstanden. In den Bogenkanten waren 25 mm weite Hülsen aus Gasrohr untergebracht zur Aufnahme der Dübel, welche die benachbarten Teilstücke in dem Bogen zusammenhalten müssen. Diejenigen Teilstücke, an die sich später die Querbalken anschließen sollten, erhielten auf der inneren Schaufläche je zwei rechteckige Öffnungen, um die Verbindung des Gurtes mit den Querbalken zu ermöglichen; man erzeugte sie beim Eingießen durch Einlage von Holzblöcken in die inneren Formen. Ungefähr in der Schwerlinie jedes Teilstückes wurden 19 mm weite Löcher angebracht, in welche die Hebevorrichtungen eingreifen konnten, die in Tätigkeit traten, wenn die abgebundenen Formstücke aus den inneren Formen gehoben werden sollten. Endlich wurden im Boden noch vier Öffnungen vorgesehen, deren Aufgabe später erwähnt werden wird. Diese Teilstücke wurden an einem geeigneten Werkplatze in der Mischung von einem Raumteil Portlandzement zu drei Raumteilen feinem Schotter hergestellt. Im ganzen wurden 136 Formstücke für die Bogengurte und 20 für die Querbalken hergestellt. Die Formen waren so beschaffen, daß sie leicht und schnell

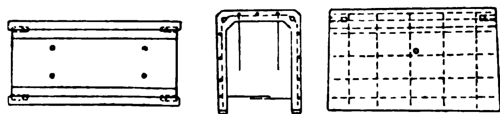


Abb. 81.
Eisenbetonteilstücke der Belviderebrücke.

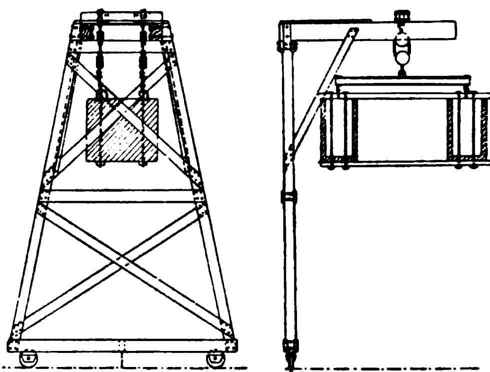


Abb. 82. Laufkrahn bei der Belviderebrücke.

[1]) Zement u. Beton 1906, 15. November, S. 339.

auseinandergenommen werden konnten. Da die Bogenstücke zu gleichen Seiten des Scheitels übereinstimmten, kam man mit nur neun verschiedenen Eisenformen aus, deren lichte Höhe zudem durch Einlage entsprechender Holzstücke leicht geändert werden konnte. Zur Herstellung der Querbalkenformen genügte eine einzige Eisenform. Die Formstücke erhärteten so rasch, daß die Ausformung schon nach 24 Stunden erfolgen konnte. Jedes Teilstück wurde mit einer Zahl versehen und nach einem besonderen Härteplatz gebracht, wo es bis zu seinem Einbau verblieb. Indessen wurden auf beiden Seiten der Brücke zwei Längsreihen von Holzpfählen eingetrieben, mit 5 × 25 cm starken Kapphölzern versehen und durch Zangen miteinander verbunden. Über diese Kapphölzer wurden 15 × 25 cm starke Hölzer gelegt, welche ein Gleis trugen. Auf diesem Gleis bewegte sich der in Abb. 82 ersichtliche Kran, mit dessen Hilfe immer zwei einander gegenüberliegende Formstücke der Brückengurte auf einmal an Ort und Stelle gebracht wurden, wie dies auch sehr gut die Abb. 83 zeigt. Zu diesem Zwecke wurden die Formstücke



Abb. 83. Lichtbild der am Laufkran aufgehängten Formstücke.

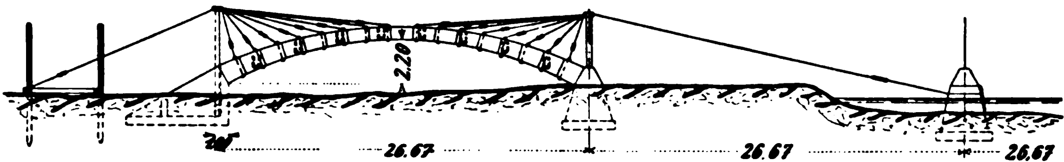


Abb. 84. Aufhängeschema der Formstücke bei der Belviderebrücke.



Abb. 85. Lichtbild der aufgehängten Formstücke bei der Belviderebrücke.

auf eine besondere Arbeitsbühne gehoben, dort in der in der Abb. 82 dargestellten Weise vereinigt. Man legte quer unter die beiden Stücke zwei 10 × 15 cm starke Hölzer und zwei ebenso starke darüber; beide Paare wurden nun durch je zwei Schrauben miteinander verbunden, die durch zwei Löcher des Bodens der Formstücke hindurchgingen. Von dieser Plattform brachte der Laufkran die Teilstücke nach der Einbaustelle, wo sie in später noch zu beschreibender Weise befestigt bezw. aufgehängt wurden. Bei denjenigen Teilstücken, die durch Querbalken miteinander verbunden waren, wurde diese Verbindung ebenfalls schon auf der Plattform hergestellt und das ganze, aus drei Teilen bestehende Stück nach der Einbaustelle gebracht.

Zur Verlegung und Festhaltung der Formstücke unter Vermeidung eines Lehrgerüstes wurden folgende Vorrichtungen getroffen. An jedem Ende eines Bogens wurde ein A-förmiger Rahmen aus Holz aufgestellt (Abb. 84) und nach rückwärts durch je zwei 35 mm starke Zugstangen verankert. Am oberen Ende dieses Holzrahmens gingen von einem Ring strahlenförmig 24 mm starke Stangen aus, deren Länge durch ein Spannschloß genau bestimmt werden konnte. Sie gabelten sich an ihren Enden in zwei 25 mm starke Stäbe, welche an den oberen Holzstücken der Abb. 83 eingehängt wurden. Die Formstücke wurden vom Widerlager gegen den Scheitel zu verlegt bezw. aufgehängt, wobei zwei nebeneinanderliegende Teilstücke mittels Dübel mit den in der Abb. 82 ersichtlichen Gasrohrstücken verbunden wurden. So erfolgte unter sorgfältiger Aufhängung jedes Formstückpaares an die Holzrahmen die Verlegung sämtlicher Formstücke, wie dies im Lichtbilde die Abb. 85 wiedergibt. Die Schlußstücke am Scheitel wurden nicht mehr mit den Holzrahmen verbunden, da sie beiderseits genügende Stützen an den benachbarten Formstücken fanden. Nun wurden die Spannschlösser der Zugstangen gelockert, die Verbindung der Formstücke mit dem Holzrahmen gelöst und diese zu anderweitiger Verwendung entfernt. Von diesem Augenblicke an trugen die beiden Bogengurte sich selbst. Um ein gutes Einpassen des Schlußsteines zu ermöglichen, wurden die Auflagerflächen an den Widerlagern und Pfeilern etwas behauen, so daß der Winkel zwischen dieser Fläche und der wagerechten Ebene durch die Kämpferlinie etwas kleiner wurde, als er plangemäß sein sollte. Außerdem wurde die untere Kante des ersten Formteilstückes etwas abgerundet, damit keine Abschleifungen durch den Druck des Bogens gegen die Widerlager erfolgen konnte. Endlich wurde eine 3 mm starke Bleiplatte auf die Widerlagerfläche gelegt. Mit Hilfe der Holzrahmen über den Widerlagern bezw. den Zwischenpfeilern war es möglich, eine ganze Bogenhälfte als fest zusammengefügte Einheit auf einmal zu heben oder zu senken, und konnten auf diese Weise keinerlei Schwierigkeiten bei der Einsetzung des Schlußstückes obwalten. Nach der Entfernung der Holzrahmen erwiesen sich alle Fugen zwischen den einzelnen Formstücken dicht geschlossen, und die Sichtfläche ergab eine glatte ununterbrochene Ebene. Nachdem sämtliche Bogengurte der ganzen Brücke so verlegt waren, wurde zur Betonierung der Brücke geschritten, was jedoch, als nicht hierhergehörig, hier nicht erörtert werden soll. Zur Aufrichtung der A-förmigen Rahmen, Aufstellung der Gurtbogen und Wiederabbrechen der Rahmen brauchte man im Durchschnitt drei Tage. Der vierte Bogen wurde sogar in $1^1/_2$ Tagen fertiggestellt. Im ganzen brauchte man zu dem Bau der Brücke mit Ausnahme der Widerlager und Pfeiler 26 Arbeitstage. Ob sich diese neue Eingerüstungsmethode weiterhin einbürgern dürfte, ist noch fraglich; doch läßt sich behaupten, daß dort, wo eine Brückenlänge aus einer größeren Anzahl gleichgroßer Öffnungen vorliegt, dieselbe aus wirtschaft-

lichen Gründen der Anordnung eines Holzlehrgerüstes vorzuziehen sein dürfte, umsomehr, da man hierdurch doch in größerem Maße von den Untergrundverhältnissen und den Wasserverhältnissen des zu übersetzenden Gewässers unabhängig bleibt.

Literatur.

a) Werke.

Beton-Kalender 1907, Berlin.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Steinerne Brücken, Leipzig 1899.
Melan, Die Betoneisenbrücke Chauderon—Montbenon bei Lausanne, Berlin 1906.
Reid, Concrete and Reinforced Concrete Construction, New-York 1907.

b) Zeitschriften.

Annales des Travaux publics, Bruxelles 1907.
Beton u. Eisen, Berlin 1902 bis 1907.
Deutsche Bauzeitung, (Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau). Berlin 1904.
Engineering News, New-York 1907.
Le béton armé, Paris.
Süddeutsche Bauzeitung, München 1904.
Technische Blätter, Prag 1905.
The Engineering Record, New-York 1903 u. 1907.
Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, Wien 1898.
Zement und Beton, Berlin 1906.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.

